

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - MESTRADO

ANDRÉ KAZUHIRO SHIOTANI

**ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DA VIBRAÇÃO
PROVOCADO PELO TRÁFEGO DE TRENS EM VIAS
SUBTERRÂNEAS NAS FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIOS NA
CIDADE DE MARINGÁ NO PARANÁ**

MARINGÁ

2022

ANDRÉ KAZUHIRO SHIOTANI

**ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DA VIBRAÇÃO
PROVOCADO PELO TRÁFEGO DE TRENS EM VIAS
SUBTERRÂNEAS NAS FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIOS NA
CIDADE DE MARINGÁ NO PARANÁ**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis

**MARINGÁ
2022**

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

S556a

Shiotani, André Kazuhiro

Análise numérica do efeito da vibração provocado pelo tráfego de trens em vias subterrâneas nas fundações de edifícios na cidade de Maringá no Paraná / André Kazuhiro Shiotani. -- Maringá, PR, 2022.

169 f.: il. color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2022.

1. Método dos elementos finitos. 2. Tráfego de trens (Maringá, PR). 3. Modelagem numérica. 4. Fundações e contenções. 5. Vibração induzida. I. Reis, Jeselay Hemetério Cordeiro dos, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 23.ed. 624.193

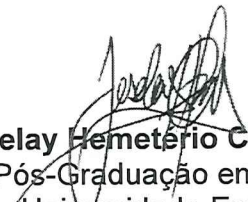
Rosana de Souza Costa de Oliveira - 9/1366

ANDRÉ KAZUHIRO SHIOTANI

**ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DA VIBRAÇÃO PROVOCADO
PELO TRÁFEGO DE TRENS EM VIAS SUBTERRÂNEAS NAS
FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIOS NA CIDADE DE MARINGÁ, PR**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 23/02/2022, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

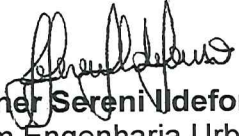
BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Orientador



Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti
Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental
Universidade Estadual Paulista



Prof. Dr. Jesner Sereni Idefonso
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana
Universidade Estadual de Maringá

À minha esposa, Giselma, e filha, Laura, pelo
apoio incondicional e compreensão ao longo
desta jornada

AGRADECIMENTOS

Ao professor e orientador Jeselay, pelo apoio e calma nos momentos decisivos no desenvolvimento deste trabalho.

Ao professor Jesner, pela disposição em auxiliar e contribuir com o trabalho.

À técnica de laboratório Lucia, pelo auxílio na realização dos ensaios.

A todos os colegas de curso, por tornarem as aulas mais leves e apoio.

À Universidade Estadual de Maringá, por proporcionar a minha graduação, especialização e mestrado em uma instituição de qualidade.

Ao programa de capacitação docente da Universidade Paranaense – UNIPAR, pela bolsa concedida durante o período do mestrado.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

O aspecto mais triste da vida de hoje é que a ciência ganha em conhecimento mais rapidamente que a sociedade em sabedoria.

Isaac Asimov

RESUMO

O constante crescimento das cidades gera problemas de interferências entre os sistemas de transporte e edificações. Como forma de reduzir esses conflitos, sistemas de transporte de carga e passageiros, que antes ocupavam a superfície do terreno, passaram a ocupar o interior do maciço de solos. Não obstante, edificações cada vez mais altas com grande número de apartamentos exigem, muitas vezes, a exploração do subsolo para criação de vagas de garagem. Na cidade de Maringá, Paraná, há uma preocupação com relação à influência dos efeitos gerados pelo tráfego subterrâneo de trens de carga que atravessam o centro da cidade nas edificações vizinhas. Ainda, algumas edificações próximas à linha férrea subterrânea apresentam vários níveis de subsolo. Este é um problema enfrentado em diversas cidades e, apesar de haver várias pesquisas acerca do assunto, a interação entre os efeitos de túneis em fundações e contenções vizinhas ainda não está esclarecida. O foco desta pesquisa está no estudo dos efeitos gerados pelo tráfego de trens em vias subterrâneas em fundações profundas de edifícios próximos ao túnel do novo centro da cidade de Maringá, Paraná. Para isso, três seções de estudos compreenderam edificações com concepções estruturais distintas utilizou-se o programa computacional PLAXIS para a modelagem e análise das seções e obtenção dos deslocamentos e acelerações nos pontos de interesse. O programa PLAXIS se mostrou versátil e permitiu a simulação de situações com grande variação de seções, tipos de elementos e condições de carregamento. No entanto, salienta-se que a correta calibração dos parâmetros dinâmicos do solo, adoção de modelos constitutivos adequados ao problema dinâmico e obtenção de leituras de campo são imprescindíveis para obter resultados apropriados.

Palavras-chave: Método dos elementos finitos; Vibrações induzidas; Modelagem numérica; Fundações.

ABSTRACT

The constant growth of cities generates problems of interference between transportation systems and buildings. As a way to reduce these conflicts, freight and passenger transportation systems, which previously occupied the surface of the land, began to occupy the interior of the soil mass. However, increasingly taller buildings with a large number of apartments often require the exploitation of the subsoil to create parking spaces. In the city of Maringá, Paraná, there is a concern regarding the influence of the effects generated by the underground traffic of freight trains that cross the city center on neighboring buildings. Also, some buildings near the underground railway line have several levels of subsoil. This is a problem faced in many cities, and although there is a lot of research on the subject, the interaction between the effects of tunnels on foundations and neighboring containments is still unclear. The focus of this research is on the study of the effects generated by train traffic on underground tracks in deep foundations of buildings near the tunnel of the new downtown of Maringá, Paraná. To this end, three study sections comprised buildings with distinct structural designs and the PLAXIS computer program was used to model and analyze the sections and obtain displacements and accelerations at the points of interest. The PLAXIS program proved to be versatile and allowed the simulation of situations with great variation of sections, element types and loading conditions. However, it is emphasized that the correct calibration of the soil dynamic parameters, adoption of constitutive models adequate to the dynamic problem and obtaining field readings are essential to obtain appropriate results.

Keywords: Finite elements method; Induced vibrations; Numeric modeling; Foundations.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Seção em duplo caixão típica, Washington Metropolitan Area Transit Authority (WMATA).....	4
Figura 2.2 – Carregamento de Longo Prazo.....	5
Figura 2.3 – Carregamento de Curto Prazo	6
Figura 2.4 – Possibilidades de uso dos muros circundante	7
Figura 2.5 – Sequência construtiva geral tipicamente empregada na construção de tuneis à céu aberto	8
Figura 2.6 – Tipos de estruturas de contenção flexíveis.....	9
Figura 2.7 – Cortinas de estacas espaçadas	10
Figura 2.8 – Cortina de estacas com malha eletro soldadas	11
Figura 2.9 – Cortina de estacas contínuas	11
Figura 2.10 – Cortinas de estacas secantes.....	12
Figura 2.11 – Detalhe de um muro guia	13
Figura 2.12 – Execução do muro guia com cofragem metálica para estacas secantes.....	13
Figura 2.13 – Escavação das estacas nos muros guia para estacas secantes (à esquerda) e para estacas contínuas (à direita).....	14
Figura 2.14 – Perfil de uma cortina de estacas com dois níveis de ancoragem.....	14
Figura 2.15 – Ancoragem por meio de tirantes	15
Figura 2.16 – Corte vertical de uma cortina de estacas ancoradas	16
Figura 2.17 – Muro com escoras metálicas horizontais	16
Figura 2.18 – Construção da parede diafragma.....	17
Figura 2.19 – Resultante aproximada da distribuição de pressão hidrostática no aterro de cortinas	18
Figura 2.20 – Modelo de elementos finitos tanto para uma cortina de estacas cantilever quanto para ancoradas	21
Figura 2.21 – Modos de ruptura de cortinas.....	22
Figura 2.22 – Colapso do dreno de chuvas de monção em cortinas de estacas (a) e escoras internas das cortinas.....	23
Figura 2.23 – Seção transversal típica	24
Figura 2.24 – Desenvolvimento das pressões laterais no solo nos diferentes estágios de escavação	28

Figura 2.25 – Profundidade da primeira linha de escoras em um sistema de abertura em vala	29
Figura 2.26 – Perfil de escavação com paredes cruzadas.....	29
Figura 2.27 – Curvas para estimar as perdas de solo.....	31
Figura 2.28 – (a) Planta de dimensionamento; (b) Corte transversal na zona de maior altura de escavação	31
Figura 2.29 – Solução 1: corte transversal (a) e vista final da região sudoeste (b)	32
Figura 2.30 – Solução 2: corte transversal (a) e vista final da região noroeste (b)	33
Figura 2.31 – Exemplo dos resultados obtidos no cálculo numérico para o caso estático (a) e para o caso pseudo-estático (b).....	34
Figura 2.32 – Influência do módulo de kh sobre a previsão dos deslocamentos e momento sobre a estrutura	35
Figura 2.33 – Comportamento do solo real x comportamento do modelo de Winkler	37
Figura 2.34 – Modelo tridimensional implementado no ABAQUS/CAE.....	38
Figura 2.35 – Perfil típico do terreno considerado nas simulações numéricas.....	39
Figura 2.36 – Malha de elementos finitos gerado pelo programa Plaxis 2D.....	40
Figura 2.37 – Geometria do modelo numérico.....	41
Figura 2.38 – Geometria do problema e malha de elementos finitos triangulares quadráticos com 15 nós.....	43
Figura 2.39 – Deslocamentos horizontais da cortina durante o processo de escavação e ancoragem.....	44
Figura 2.40 – Cortes transversais do modelo 1: (a) corte transversal tipo; (b) modelo estrutural executado no Plaxis	45
Figura 2.41 – Cortes transversais do modelo 2: (a) corte transversal tipo; (b) modelo estrutural executado no Plaxis	45
Figura 2.42 – Cortes transversais do modelo 3: (a) corte transversal tipo; (b) modelo estrutural executado no Plaxis	46
Figura 2.43 – Modelo 1 – Estado de tensão do maciço na envolvente da estrutura (à esquerda), malha de elementos finitos deformada modelada no Plaxis (à direita)	47
Figura 2.44 – Deformada do Modelo 1: (a) Plaxis; (b) SAP2000 com base engastada; (b) SAP2000 com molas	47
Figura 2.45 – Modelos desenvolvidos para o estudo paramétrico	48
Figura 2.46 – Parâmetros dos solos modelados.....	49

Figura 2.47 – Resultados dos deslocamentos do topo das estacas obtidos para o trecho 01....	50
Figura 2.48 – Deslocamentos da face para diferentes inclinações dos tirantes para o talude tipo de 8 m	51
Figura 2.49 – Interação veículo-via.....	52
Figura 2.50 – Z_W e Z_R para um veículo típico em uma ferrovia típica.....	53
Figura 2.51 – Processo de transmissão da vibração no solo induzidas pelo tráfego de trens...	54
Figura 2.52 – Deformação da estrutura da via devido à passagem da carga da roda	55
Figura 2.53 – Modelo de Winkler para Interação Túnel-Estaca-Estrutura (TPSI): (a) Estacas deformáveis (TPSI-G); (b) Uma única estaca rígida (TPSI-S); (c) Estacas rígidas isoladas (TPSI-S).....	56
Figura 2.54 – Esquema da configuração via-solo-edificação e carga aplicada.....	57
Figura 2.55 – Influência da taxa de amortecimento em um sistema com um grau de liberdade	59
Figura 2.56 – Simulação do sistema trem-via-túnel-solo	60
Figura 2.57 – Estrutura infinita e constante em uma direção	62
Figura 2.58 – Representação esquemática da atenuação da onda dentro da camada PML.....	63
Figura 2.59 – Geometria e propriedades do exemplo de aplicação.....	63
Figura 2.60 – Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas P a uma velocidade C_P	64
Figura 2.61 – Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas S à uma velocidade C_S	64
Figura 2.62 – Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas R	66
Figura 2.63 – Nível de vibração do edifício próximo à fundação relativo à vibração no solo adjacente	67
Figura 2.64 – Nível de vibração do edifício relativo ao solo adjacente	68
Figura 2.65 – Geometria do edifício: (a) representação esquemática; (b) Malha 3D MEF	68
Figura 2.66 – Modos de formatos da estrutura do edifício.....	69
Figura 2.67 – FFR do deslocamento vertical devido à um deslocamento unitário harmônico aplicado na fundação rígida da estrutura: (a) ponto H; (b) ponto J.....	70
Figura 3.1 – Interface gráfica do PLAXIS 2D.....	71
Figura 3.2 – Interface de gerenciamento de multiplicadores de carga e deslocamento	72
Figura 3.3 – Vista aérea da localização das seções de estudo	74
Figura 3.4 – Zoneamento da localização das seções de estudo	74

Figura 3.5 – Situação esquemática em estudo.....	75
Figura 3.6 – Execução das estacas escavadas da contenção do túnel.....	76
Figura 3.7 – Posicionamento das vigas principais.....	76
Figura 3.8 – Etapa da escavação do túnel.....	76
Figura 3.9 – Geometria da seção transversal do túnel ferroviário.....	76
Figura 3.10 – Registro fotográfico da via ferroviária em estudo.....	77
Figura 3.11 – Forma e dimensões do trilho TR57.....	77
Figura 3.12 – Curva granulométrica da amostra de lastro coletada	79
Figura 3.13 – Vagões tipo TCC encontrados no local da visita	81
Figura 3.14 – Características geométricas do vagão tipo TCC. Medidas em milímetros.	81
Figura 3.15 – Seção S1: Localização das sondagens	84
Figura 3.16 – Seção S1: Detalhe da estrutura de contenção do edifício. Medidas em centímetros	85
Figura 3.17 – Seção S1: Situação esquemática. Medidas em centímetros.....	85
Figura 3.18 – Seção S1: Perfil geotécnico.....	86
Figura 3.19 – Modelo utilizado nas análises da seção S1	87
Figura 3.20 – SE1 – TA0 – Deslocamento horizontal para o modelo não amortecido da seção S1	89
Figura 3.21 – Seção S2: Localização das sondagens	90
Figura 3.22 – Seção S2: Situação esquemática. Medidas em centímetros.....	90
Figura 3.23 - Seção S2: Perfil geotécnico	91
Figura 3.24 – Modelo utilizado nas análises da seção S2	92
Figura 3.25 – SE2 – TA0 – Deslocamento horizontal para o modelo não amortecido da seção S2.....	93
Figura 3.26 – Seção S3: Localização das sondagens	95
Figura 3.27 – Seção S3: Situação esquemática. Medidas em centímetros.....	95
Figura 3.28 - Seção S3: Perfil geotécnico	96
Figura 3.29 – Modelo utilizado nas análises da seção S3	97
Figura 3.30 – SE3 – TA0 – Deslocamento horizontal para o modelo não amortecido da seção S3.....	99
Figura 3.31 – Modelo da seção genérica utilizada na análise paramétrica.....	100
Figura 4.1 – Pontos avaliados na análise paramétrica.....	102

Figura 4.2 – SG1-TAV-AV - Módulo das acelerações e deslocamentos no ponto I, interior do maciço de solos, para diferentes taxas de amortecimento e amplitudes de carregamento	104
Figura 4.3 - SG1-TA0-AV – Acelerações máximas obtidas com suas respectivas amplitudes no ponto I, interior do maciço de solos	105
Figura 4.4 - SG1-TA0-AV – Deslocamentos máximos obtidos com suas respectivas amplitudes no ponto I, interior do maciço de solos	105
Figura 4.5 – SG1-TAV-AV – Módulo das acelerações e deslocamentos no ponto A, topo da cortina, para diferentes taxas de amortecimento e amplitudes de carregamento.....	106
Figura 4.6 – SG1-TA0-A40 – Acelerações obtidas nos pontos A, B, C e D, da estrutura da edificação.....	107
Figura 4.7 – SG1-TA0-A40 – Deslocamentos obtidos nos pontos A, B, C e D, da estrutura da edificação.....	107
Figura 4.8 – SG1-TA0-A40 – Acelerações obtidas nos pontos A, E e F, na superfície do terreno	108
Figura 4.9 – SG1-TA0-A40 – Deslocamentos obtidos nos pontos A, E e F, na superfície do terreno.....	108
Figura 4.10 – SG1-TAV-FV – Módulo das acelerações e deslocamentos obtidos no ponto A, topo da cortina da edificação, para diferentes taxas de amortecimento e frequências de excitação	109
Figura 4.11 – SG1-TAV-FV – Módulo das acelerações e deslocamentos obtidos no ponto B, viga intermediária da cortina da edificação, para diferentes taxas de amortecimento e frequências de excitação.....	110
Figura 4.12 – SG1-TAV-FV – Módulo das acelerações e deslocamentos obtidos no ponto C, base da cortina da edificação, para diferentes taxas de amortecimento e frequências de excitação	111
Figura 4.13 – SG1-TAV-FV – Módulo das acelerações e deslocamentos obtidos no ponto D, laje de fundo da edificação, para diferentes taxas de amortecimento e frequências de excitação	112
Figura 4.14 – SE1-P1-VV – Deslocamentos verticais no ponto A, topo da cortina, para diferentes velocidades de deslocamento.....	113
Figura 4.15 – SE1-P1-VV – Deslocamentos verticais no ponto C, elemento de fundação T1, para diferentes velocidades de deslocamentos	114

Figura 4.16 – SE1-P1-V10 – Deslocamentos verticais nos elementos das fundações para velocidade de 10 km/h.....	114
Figura 4.17 – SE1-PV-V10 – Deslocamentos verticais no ponto H para velocidade de 10 km/h	115
Figura 4.18 – SE2-P1-VV – Deslocamentos verticais no ponto A, topo da cortina, para diferentes velocidades de deslocamento.....	115
Figura 4.19 – SE2-P1-VV – Deslocamentos verticais no ponto C, elemento de fundação T1, para diferentes velocidades de deslocamentos	116
Figura 4.20 – SE2-P1-V10 – Deslocamentos verticais nos elementos das fundações para velocidade de 10 km/h.....	116
Figura 4.21 – SE2-PV-V10 – Deslocamentos verticais no ponto D para velocidade de 10 km/h	117
Figura 4.22 – SE3-P1-VV – Deslocamentos verticais no ponto A, topo da cortina, para diferentes velocidades de deslocamento.....	118
Figura 4.23 – SE1-P1-VV – Deslocamentos verticais no ponto C, elemento de fundação T1, para diferentes velocidades de deslocamentos	118
Figura 4.24 – SE3-P1-V10 – Deslocamentos verticais nos elementos das fundações para velocidade de 10 km/h.....	119
Figura 4.25 – SE3-PV-V10 – Deslocamentos verticais no ponto E para velocidade de 10 km/h	119
Figura 4.26 – SEV-P1-V10 – Deslocamentos verticais nas cortinas das 3 seções.....	120
Figura 4.27 – SEV-P1-V10 – Deslocamentos horizontais nas cortinas das 3 seções	121
Figura 4.28 – SEV-P1-V10 – Deslocamentos verticais obtidos das fundações das 3 seções	121

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Ângulos de atrito solo-muro δ entre diversos materiais de fundação e solo ou rocha	20
Tabela 2.2 – Principais parâmetros geotécnicos das 3 zonas geotécnicas.....	32
Tabela 2.3 – Relação entre o nível de dano e deformação horizontal	36
Tabela 2.4 – Propriedades e identificação dos solos	38
Tabela 2.5 – Propriedades dos materiais da ancoragem e da cortina de estacas	38
Tabela 2.6 – Parâmetros geotécnicos das camadas	39
Tabela 2.7 – Parâmetros geotécnicos dos solos no modelo.....	42
Tabela 2.8 – Parâmetros dos tirantes	42
Tabela 2.9 – Parâmetros geotécnicos	43
Tabela 2.10 – Parâmetros geotécnicos do solo utilizados nos modelos	46
Tabela 2.11 – Fatores de redução da resistência nas interfaces, R_{inter}	46
Tabela 2.12 – Parâmetros do solo utilizados	49
Tabela 2.13 – Parâmetros geotécnicos do solo.....	51
Tabela 2.14 – Propriedades mecânicas dos materiais	58
Tabela 3.1 – Requisitos do trilho TR57.....	77
Tabela 3.2 – Valores mínimos de propriedades das madeiras e dos produtos de madeira para dormentes	78
Tabela 3.3 – Distribuição granulométrica do lastro padrão.....	78
Tabela 3.4 – Distribuição granulométrica da amostra de lastro coletada.....	79
Tabela 3.5 – Densidade e absorção da amostra de lastro coletada.....	80
Tabela 3.6 – Velocidades de estudo e suas respectivas frequências de passagem dos eixos ...	81
Tabela 3.7 – Valores do parâmetro α	83
Tabela 3.8 – Valores do parâmetro K.....	83

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Diferentes fatores que influenciam no nível e características das vibrações induzidas pelo tráfego de trens	55
Quadro 3.1 – Modelos e tipos de materiais utilizados nos modelos	72
Quadro 3.2 – Nomenclatura da análise da variação da velocidade da carga para diferentes posições	73
Quadro 3.3 – Propriedades dos materiais utilizados nos elementos do túnel.....	78
Quadro 3.4 – Resultados típicos dos ensaios de caracterização geotécnica e parâmetros dos solos constituintes do subsolo do campo experimental da Universidade Estadual de Maringá	82
Quadro 3.5 – Propriedades dos materiais utilizados nos elementos da contenção na seção S1	87
Quadro 3.6 – Propriedades dos materiais utilizados nos elementos da fundação na seção S1	87
Quadro 3.7 – Carga axiais nos elementos de fundação da seção S1	88
Quadro 3.8 – Pontos avaliados no modelo numérico da seção S1	88
Quadro 3.9 – Propriedades dos solos na seção S1.....	89
Quadro 3.10 – Propriedades dos materiais utilizados nos elementos da contenção na seção S2	92
Quadro 3.11 – Propriedades dos materiais utilizados nos tubulões na seção S2	92
Quadro 3.12 – Carga axiais nos elementos de fundação da seção S2	93
Quadro 3.13 – Pontos avaliados no modelo numérico da seção S2	93
Quadro 3.14 – Propriedades dos solos na seção S2.....	94
Quadro 3.15 – Propriedades dos materiais utilizados nos elementos da contenção na seção S3	96
Quadro 3.16 – Propriedades dos materiais utilizados nos fustes dos tubulões na seção S3.....	97
Quadro 3.17 – Propriedades dos materiais utilizados nas bases dos tubulões na seção S3	97
Quadro 3.18 – Carga axiais nos elementos de fundação da seção S3	98
Quadro 3.19 – Pontos avaliados no modelo numérico da seção S3	98
Quadro 3.20 – Propriedades dos materiais utilizados nos elementos da contenção na seção S3	99
Quadro 3.21 – Nomenclatura da análise da variação da amplitude da carga para diferentes taxas de amortecimento	100

Quadro 3.22 – Nomenclatura da análise da variação da frequência da carga para diferentes taxas de amortecimento	101
Quadro 3.23 – Propriedades dos materiais utilizados na análise paramétrica.....	101

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	JUSTIFICATIVA	2
1.2	OBJETIVOS	3
1.2.1	Objetivo geral	3
1.2.2	Objetivos específicos	3
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	3
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	4
2.1	TÚNEL ESCAVADO À CÉU ABERTO	4
2.2	CORTINAS DE CONTENÇÃO	9
2.2.1	Generalidades sobre cortinas	9
2.2.2	Comportamento de cortinas	17
2.2.3	Modos de ruptura de cortinas.....	22
2.3	CÁLCULO DE DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS E INDUZIDOS	24
2.3.1	Recalques Elásticos em Estacas.....	26
2.3.2	Deslocamentos de Cortinas e Efeitos em Torno da Escavação	27
2.4	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM CORTINAS.....	36
2.5	MODELOS DE PREVISÃO	52
2.5.1	Técnicas de modelagem do sistema túnel-macijo geotécnico.....	52
2.5.2	Propagação de ondas elásticas e interação dinâmica do sistema via-túnel-macijo ...	64
2.5.3	Interação dinâmica macijo-edificação.....	66
3	METODOLOGIA.....	71
3.1	MODELAGEM NUMÉRICA	71
3.2	SITUAÇÃO DO ESTUDO	73
3.2.1	Túnel Ferroviário	75
3.2.2	Características típicas do solo.....	82
3.2.3	Seção S1.....	83
3.2.4	Seção S2.....	89
3.2.5	Seção S3.....	94
3.3	ANÁLISE PARAMÉTRICA	99
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	102
4.1	APRESENTAÇÃO E RESULTADOS DA ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	102
4.1.1	Efeito da variação da amplitude do carregamento.....	103
4.2	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS SEÇÕES	113
4.2.1	Resultados das análises da seção S1	113
4.2.2	Resultados das análises da seção S2	115
4.2.3	Resultados das análises da seção S3	117
4.2.4	Resultados da vibração nas cortinas das edificações	120
4.2.5	Resultados da vibração nas fundações das edificações.....	121
5	CONCLUSÕES	123
5.1	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	125
	REFERÊNCIAS	126
	ANEXO A	130
	ANEXO B	132
	ANEXO C	137
	ANEXO D	139
	ANEXO E.....	147
	ANEXO F.....	149

1 INTRODUÇÃO

Com o crescimento e desenvolvimento do meio urbano, cidades modernas têm lidado com problemas de falta de infraestrutura e limitações no transporte de pessoas e mercadorias. Segundo Brasil (2016), a maior parte da população brasileira, 84,72%, vive em áreas urbanas. No entanto, problemas de interferências com o espaço urbano cada vez mais limitado fazem com que sistemas de transportes mais eficientes sejam adotados para minimizar estes problemas.

Visto isso, o transporte ferroviário subterrâneo é um sistema eficiente que permite o deslocamento de um grande volume de pessoas e mercadorias em uma única viagem sem que haja interrupções no trajeto. Em contrapartida, os túneis necessários para a operação deste meio de transporte são de difícil execução e geram grandes transtornos durante as obras.

Conhecendo a demanda por mais moradias em regiões centrais da cidade, atualmente é comum encontrar edifícios com alturas elevadas. Com isso, tornou-se inevitável em algumas situações a exploração do subsolo como forma à expandir a área útil da edificação sem haver aumento na altura total. É comum edificações contemplarem 3 a 4 níveis de subsolo utilizando diversos sistemas estruturais para realizar a contenção do solo e transferência de carga da edificação ao maciço de solos.

A concorrência entre os sistemas de transportes e edificações em espaços cada vez menores faz com que a segurança das construções seja questionada. No que tange a segurança das edificações, tanto a ABNT NBR 6118:2014 quanto a ABNT NBR 6122:2010 recomendam as verificações de segurança à ruptura dos elementos estruturais, estados-limite últimos (ELU), e à deslocamentos excessivos, estados-limite de serviço (ELS). Tais verificações preveem a utilização de fatores de segurança parciais na tentativa de reduzir a probabilidade de danos estruturais por ações cujas intensidades e probabilidade de ocorrência são, muitas vezes, de difíceis determinação.

Os valores limites dos deslocamentos das fundações devem considerar, dentre outros fatores, a velocidade dos recalques e movimentos do terreno de fundação e o tipo de fundação (ABNT NBR 6122, 2010). Assim, deve-se avaliar a interação solo-estrutura (ISE) no comportamento estrutural e verificação dos estados-limite. Não obstante, Reis (2000) ressalta que a importância da análise da interação solo-estrutura está no fato das reações de apoio das edificações serem dependentes das condições particulares do solo em que ela é apoiada.

O processo de escavação de túneis induz ao solo deformações, que, por sua vez, afetam edificações próximas. Prever este comportamento do solo é necessário para assegurar a segurança da obra e evitar recalques excessivos nas fundações que possam causar danos estruturais.

Além disso, o tráfego de composição de trens gera vibrações nos túneis e se propagam pelo maciço de solos até as edificações lindeiras. Estas vibrações podem gerar desconforto nos ocupantes dos edifícios, impedir o correto funcionamento de equipamentos sensíveis ou até mesmo danos nos edifícios (LOPES, 2015 e HALL, 2003).

1.1 JUSTIFICATIVA

O rebaixamento da linha férrea na região central da cidade de Maringá, PR, e a alta densidade de construções no entorno da linha férrea gera preocupações relacionadas ao desempenho estrutural das edificações lindeiras.

A operação destas linhas férreas gera vibrações que se propagam pelo maciço do solo até as edificações vizinhas. Estas vibrações, quando negligenciadas, podem comprometer o desempenho estrutural das edificações pelo efeito da interação solo-estrutura e túnel-estaqueamento.

Apesar de sua importância, a interação túnel-estaqueamento ainda não está esclarecida. Diversos estudos apontam que a rigidez da edificação deve ser levada em consideração na interação do túnel-estrutura uma vez que a distorção estrutural e risco de danos estruturais tendem a cair (Franza, Marshall, Haji, Abdelatif, & Carbonari, 2017).

Dessa forma, a análise das fundações profundas submetidas a esforços dinâmicos de vibração é de extrema importância, a fim de garantir que essas estruturas possam se comportar como projetadas no ELS.

Além disso, a construção de estruturas subterrâneas em áreas densamente construídas gera deslocamentos verticais inevitáveis no solo circundante. Estas movimentações terão efeitos nas edificações no entorno (KAUL, 2010). Estes efeitos irão depender da interação solo estrutura, e podem variar conforme o tipo de elemento estrutural de fundação e profundidade de assentamento da base desses elementos.

Os diferentes tipos de estruturas de contenção em cortinas também podem influenciar na análise da ISE, uma vez que os diferentes tipos de elementos empregados na composição da cortina podem ser compostos de diversos materiais, geometria e técnicas construtivas.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Avaliar os efeitos gerados pela vibração do tráfego de trens subterrâneos em fundações profundas de edifícios próximos ao túnel do novo centro da cidade de Maringá, Paraná, usando simulação numérica com método dos elementos finitos.

1.2.2 Objetivos específicos

Para se atingir o objetivo geral, foram delineados os seguintes objetivos específicos:

- Identificar os efeitos da propagação da vibração do tráfego de trens em solos;
- Avaliar os efeitos da propagação da vibração do tráfego de trens em fundações em tubulões e estacas escavadas de grande diâmetro;
- Avaliar o efeito do tipo de contenção e da profundidade de escavação dos subsolos dos edifícios.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação é dividida em 5 capítulos, a começar pela introdução, na qual constam os objetivos do trabalho.

O capítulo 2 apresenta a fundamentação teórica sobre os assuntos pertinentes às estruturas de contenção e túneis escavados à céu aberto, vibrações em meios elásticos, iteração solo-estrutura e modelos de previsão utilizados em análises dinâmicas.

No capítulo 3 é apresentada a metodologia adotada na pesquisa, assim como a caracterização das seções de estudo e as propriedades dos materiais do modelo.

O capítulo 4 apresenta os resultados das análises paramétricas, bem como das seções de estudo e são feitos comentários dos resultados obtidos.

No capítulo 5 apresenta-se as conclusões decorrentes dos resultados das análises numéricas realizadas e sugestões para pesquisas futuras.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 TÚNEL ESCAVADO À CÉU ABERTO

Um túnel é denominado túnel escavado à céu aberto (*cut-and-cover tunnel*) quando a estrutura do túnel é construída após a escavação de uma trincheira escorada e após é reenterrada. Este método é normalmente mais barato e prático para profundidades de até 10 a 14 metros (BICKEL; KUESEL; KING, 1996).

Kaul (2010) explica que o termo cut-and-cover na realidade se trata de um processo de 3 estágios. O primeiro estágio consiste na escavação no tamanho apropriado da construção da estrutura que compõe o segundo estágio. E no terceiro estágio é executado o reaterro da estrutura de forma a recompor a superfície do terreno.

Geralmente o túnel é projetado com um formato de caixão devido às limitações geométricas do canteiro de obras. A Figura 2.1 ilustra uma seção transversal típica de túneis à céu aberto.

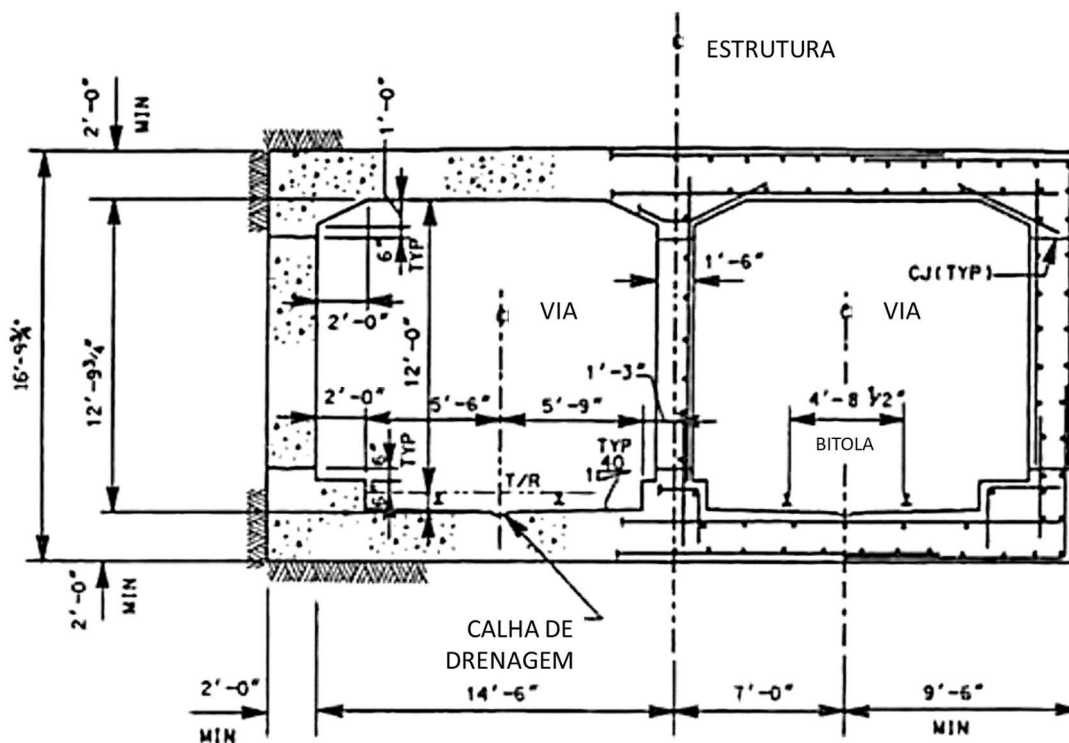


Figura 2.1 – Seção em duplo caixão típica, Washington Metropolitan Area Transit Authority (WMATA)

Fonte: (BICKEL; KUESEL; KING, 1996).

Kaul (2010) explica que estas estruturas são confinadas por definição e sujeitas aos efeitos, principalmente, mas não exclusivamente, da:

- Tensão lateral do solo e hidrostáticas no perímetro dos muros agindo como elementos de contenção;
- Tensões laterais nos elementos de laje estrutural agindo como escoras horizontais;
- Carregamentos verticais (para baixo e para cima) nos elementos de laje horizontais e elementos de suporte verticais tais como pilares e muros;
- Cargas sísmicas;
- Flutuação na estabilidade da estrutura como um todo.

No entanto, durante o tempo de projeto da estrutura há mudanças substanciais no carregamento. As mudanças de curto prazo e longo prazo deve ser consideradas no projeto estrutural. Os carregamentos de curto prazo e longo prazo são ilustradas na Figura 2.2 e Figura 2.3 respectivamente.

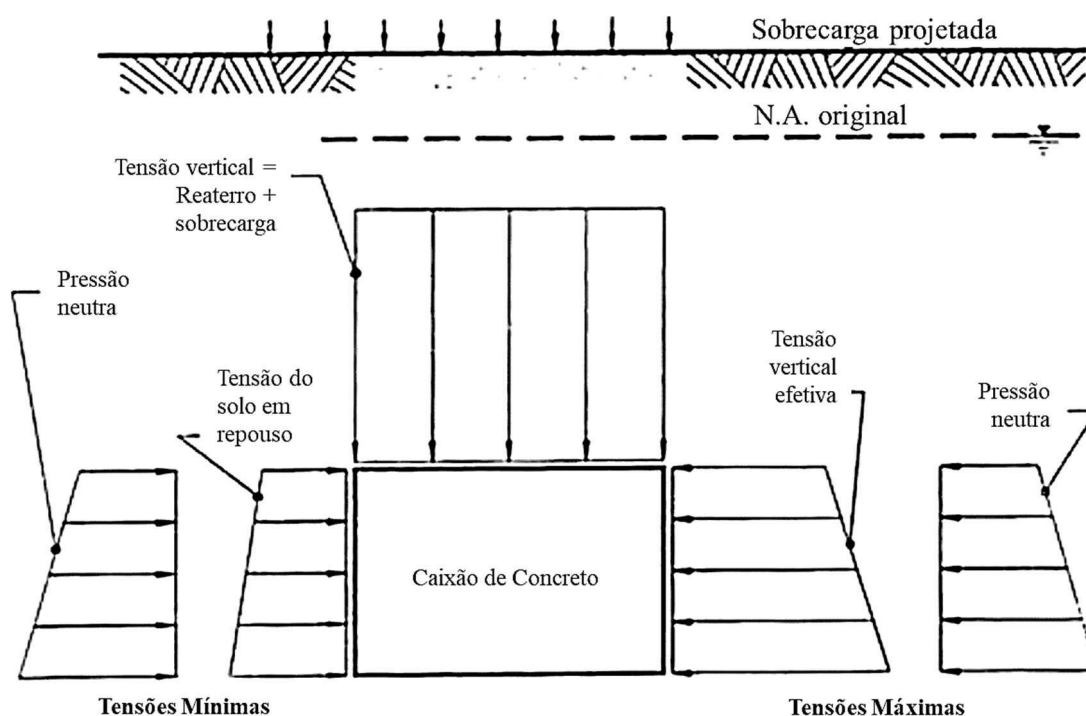


Figura 2.2 – Carregamento de Longo Prazo
Fonte: Adaptado de Bickel; Kuesel; King (1996).

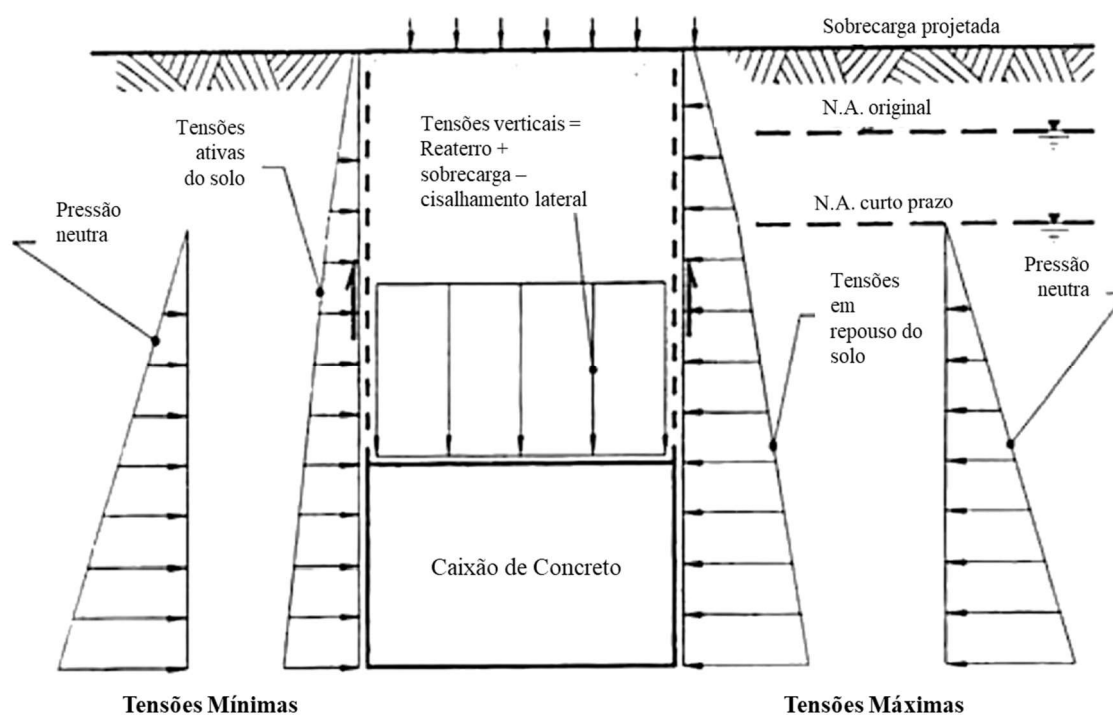


Figura 2.3 – Carregamento de Curto Prazo
 Fonte: Adaptado de Bickel; Kuesel; King (1996).

Segundo Kaul (2010) a construção de um túnel à céu aberto consiste em 4 operações principais:

- Escavação e controle da água subterrânea;
- Arrimo do solo durante o processo de escavação;
- Construção da estrutural principal;
- Substituição e reestabelecimento do aterro.

A escavação e construção dos túneis à céu aberto geralmente iniciam pela instalação de um muro circundante que fornece a maior parte do suporte ao sistema de contenção durante o progresso da escavação. Nem sempre a estrutura de contenção irá compor a estrutura final do túnel e será utilizada apenas em caráter temporário para viabilizar a construção da estrutura.

Nos casos em que há presença de água ou sob condições de alta agressividade ambiental pode-se aplicar uma membrana impermeável que irá envolver toda a estrutura (Figura 2.4(a)). No entanto o muro pode compor parte da estrutura final, conforme ilustra a Figura 2.4(b). Nestas situações é importante considerar que não haverá acesso ao lado externo da estrutura final impossibilitando, assim, a execução de serviços de impermeabilização com membranas.

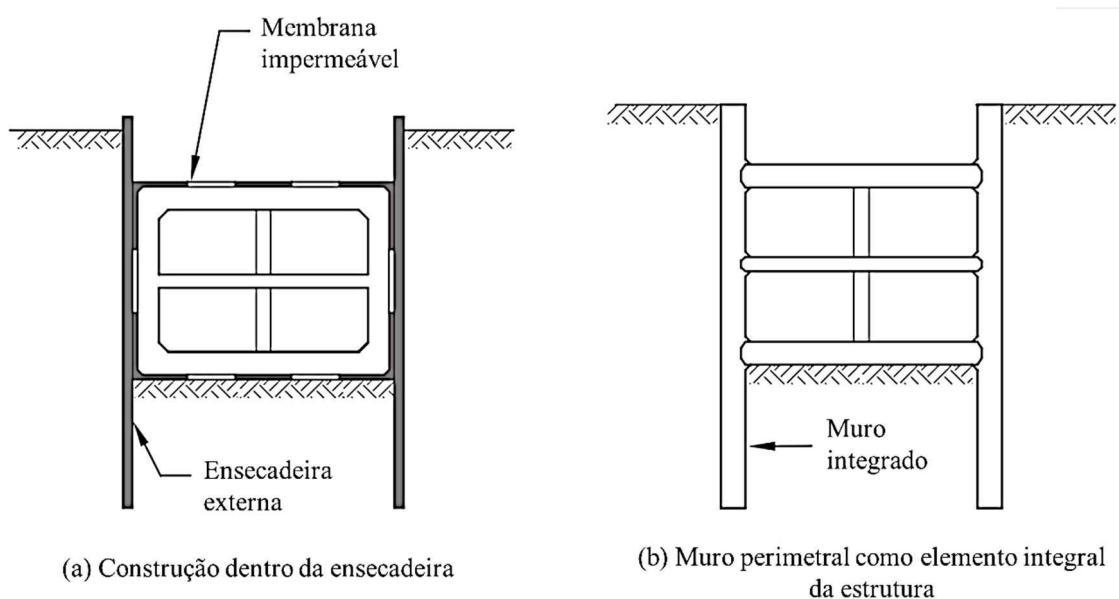


Figura 2.4 – Possibilidades de uso dos muros circundante
 Fonte: Adaptado de Kaul (2010).

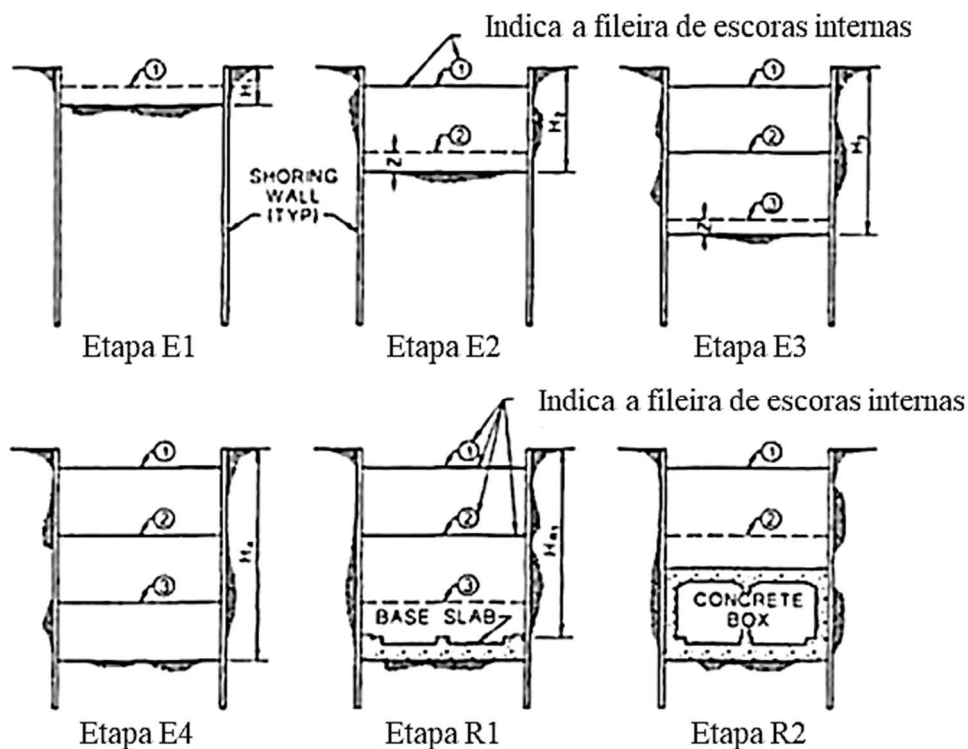
Para a abertura das trincheiras diversas técnicas podem ser utilizadas para compor os muros escorados. O tipos de muros mais comuns são as cortinas de estacas pranchada e metálicas, ambas consideradas flexíveis, e as paredes diafragma de concreto, que são classificadas como rígidas ou semirrígidas (BICKEL; KUESEL; KING, 1996).

As paredes diafragma normalmente são utilizados em situações em que há a presença de água e quando é necessário que o muro apresente maior resistência e rigidez à flexão. Estas estruturas podem ser aplicadas em qualquer tipo de solo, mas geralmente são executadas em argilas muito moles a medianamente moles, siltes saturados, areia saturada ou areia siltosa ou argilosa. Devido à sua rigidez, os recalques no entorno da construção são minimizados e por isso tem sido utilizado em projetos urbanos.

Para compor as paredes diafragma, pode-se optar pela execução de estacas escavadas concretadas *in loco*, cujo diâmetro pode variar de 60 a 120 centímetros. As estacas podem ser executadas em um alinhamento contínuo ou em fileiras, tangentes, quase tangentes ou secantes, uma à outra (BICKEL; KUESEL; KING, 1996).

Conforme há o avanço da escavação as pressões laterais solicitantes se desenvolvem e existe a tendência dos muros se deformarem para dentro da trincheira. Para limitar estas deformações se torna necessário um sistema de apoio para os muros. Nos casos em que é necessário reduzir ao máximo os movimentos dos muros pode-se aplicar uma pré-tensão nos apoios para compensar as deformações elásticas que estavam previstas nas análises.

A sequência construtiva geral tipicamente utilizada na execução de tuneis à céu aberto é ilustrada na Figura 2.5 (BICKEL; KUESEL; KING, 1996).



Sequencia geral de construção

- Etapa E1: Escavar até profundidade H_1 e instalar fileira Nº.1
 Etapa E2: Escavar até profundidade H_2 e instalar fileira Nº.2
 Etapa E3: Escavar até profundidade H_3 e instalar fileira Nº.3
 Etapa E4: Escavar até profundidade H_4 (profundidade final)
 Etapa R1: (a) Posicionamento da laje de fundo de concreto
 (b) Após cura adequada da laje de fundo, remover fileira Nº.3
 Etapa R2: (a) Completar construção da caixa de concreto
 (b) Após cura adequada da laje superior, remover fileira Nº.2
 Etapa R3: Reaterro até profundidade H_1 , e (subsequente) remover fileira Nº.1. Completar reaterro.

Figura 2.5 – Sequência construtiva geral tipicamente empregada na construção de tuneis à céu aberto
 Fonte: Adaptado de Bickel; Kuesel; King (1996).

O comprimento do muro necessário abaixo da profundidade de escavação, geralmente denominada ficha, depende da capacidade solo de resistir aos esforços ativos solicitantes no muro. Esta capacidade resistente é denominada resistência passiva e sua determinação depende de diversos fatores (BICKEL; KUESEL; KING, 1996).

2.2 CORTINAS DE CONTENÇÃO

2.2.1 Generalidades sobre cortinas

Como qualquer estrutura, as estruturas de contenção devem atender aos requisitos de estabilidade. A estabilidade se refere às condições geotécnicas do sistema para que não haja um colapso estrutural ou deformações excessivas devido a qualquer tipo de carregamento, sejam eles estáticos, dinâmicos, pressões hidrostáticas dentre outros.

Para garantir a segurança de uma estrutura de contenção, podem ser verificados os estados limites últimos (ELU) e o estado limite de serviço (ELS). Em muitos casos, o ELS decidirá a solução final das contenções.

Existem duas classes gerais de estruturas de contenção de contenção: os muros de arrimo, que podem ser à gravidade ou semi-gravidade; e as estruturas flexíveis, que consistem em estruturas longas e esbeltas constituídas geralmente de concreto, aço ou madeira (BUDHU, 2008). A Figura 2.6 ilustra as configurações básicas da classe de estruturas flexíveis, também denominadas cortinas.

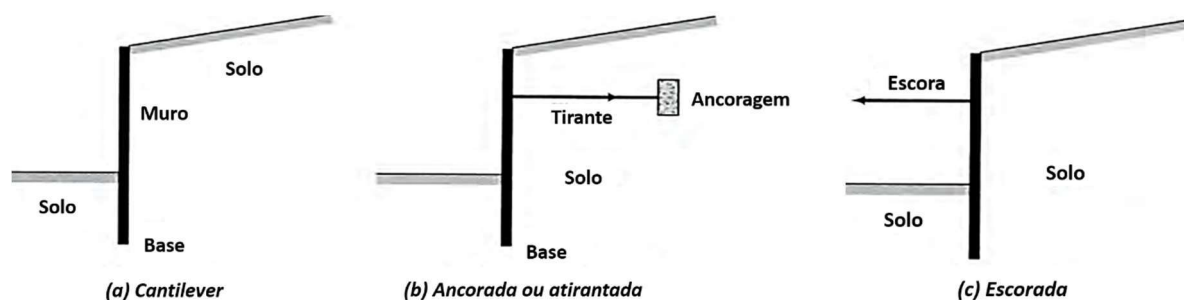


Figura 2.6 – Tipos de estruturas de contenção flexíveis

Fonte: Adaptado de Budhu (2008).

As cortinas são largamente utilizadas tanto para pequenas quanto grandes estruturas à beira mar, tais como docas e portos. Pode ser utilizada também para a proteção contra a erosão, contenção de taludes e trincheiras dentre outras escavações. As cortinas em cantilêver são geralmente utilizadas para desníveis inferiores à 3 metros, quando acima deste valor, são utilizados tirantes ou escoras (BOWLES, 1997).

A técnica de se utilizar cortinas de estacas moldadas tem sido um recurso muito empregado devido ao fato de os elementos estruturais servirem, numa mesma obra, como

solução de contenção periférica e fundação. As cortinas de estacas podem ser divididas quanto ao seu espaçamento entre estacas em 3 tipos:

- Estacas espaçadas;
- Estacas contínuas;
- Estacas secantes.

As estacas espaçadas consistem em um conjunto de estacas alinhadas com a distância entre os centros das estacas de aproximadamente o diâmetro das estacas acrescido de 1% do comprimento da estaca, devendo ser de no mínimo 15 cm, conforme ilustra a Figura 2.7(a) (KAUL, 2010).

Esta técnica é indicada para situações em que a solicitação do solo e a presença de água no solo são mais amenas. A estabilização do solo entre as duas estacas se dá pelo efeito de arco, mas pode-se utilizar concreto projetado com uma tela de aço formando uma abóboda de concreto, como ilustrado na Figura 2.8.

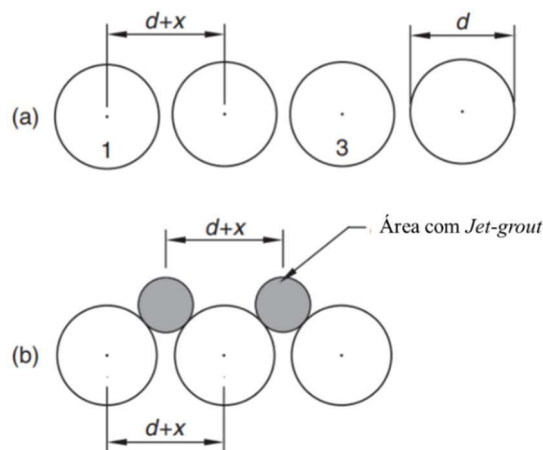


Figura 2.7 – Cortinas de estacas espaçadas
Fonte: Adaptado de Kaul (2010).

Em solos granulares onde a estrutura de contenção possa sofrer com infiltração d'água e, devido à infiltração, perda de solo, pode-se executar áreas em *jet-grout* imediatamente atrás e entre as estacas antes do procedimento de escavação, como ilustra a Figura 2.7(b).



Figura 2.8 – Cortina de estacas com malha eletro soldadas
Fonte: (MEIRELES; MARTINS, 2006)

As estacas contínuas, ou tangentes, apresentam muitas características em comum com as estacas espaçadas, diferenciando a distância entre uma estaca e outra, na ordem de 75 a 100 mm. Seu uso é indicado para solos argilosos onde a presença de água não constitui problema (MEIRELES; MARTINS, 2006). A Figura 2.9 ilustra a disposição típica para este tipo de cortina de estacas.

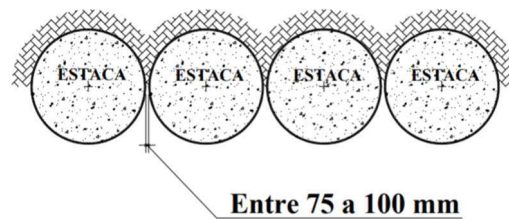


Figura 2.9 – Cortina de estacas contínuas
Fonte: (MEIRELES; MARTINS, 2006)

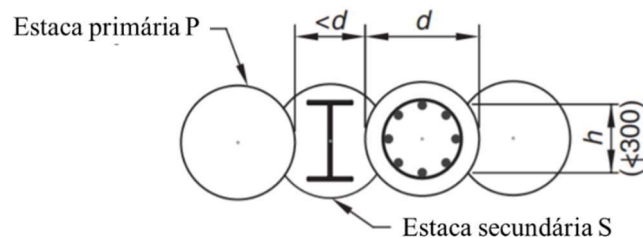
Pode-se observar que a desvantagem das estacas espaçadas e contínuas está na existência de brechas entre as estacas. Kaul (2010) salienta que estas brechas não só limitam significativamente a resistência e rigidez do muro, mas também dificultam a obtenção de uma estrutura impermeável, tornando-as, assim, inadequadas para seu uso como estruturas definitivas para construções *cut-and-cover*. Estas brechas podem ser evitadas ao executar as estacas de forma a se interceptarem e, assim, melhorar a resistência, rigidez e impermeabilidade do muro. Esta técnica é conhecida como estacas secantes.

As estacas secantes consistem em um alinhamento de estacas primárias instaladas com distâncias entre centros ligeiramente menor do que duas vezes o diâmetro nominal das estacas, utilizando equipamentos de escavação de grande diâmetro, seguido de um alinhamento de estacas secundárias, de mesmo diâmetro das primárias, escavadas entre as estacas primárias.

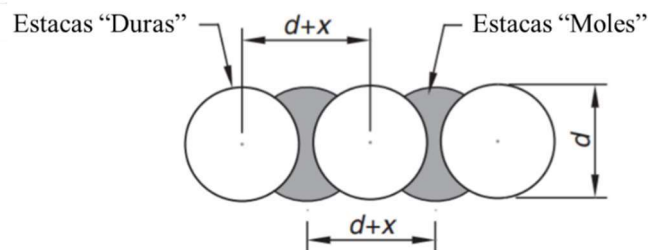
As estacas secundárias, também conhecidas como estacas intersecantes, são escavadas com equipamento que corta parte das estacas primárias.

Cortinas em que tanto as estacas primárias quanto as secundárias são armadas e são consideradas na contribuição da resistência e rigidez, são denominadas cortinas de estacas secantes tipo “duro-duro” (*Hard-hard*), conforme ilustrado na Figura 2.10(a).

Em casos de escavações rasas e em situações em que a maior preocupação é com a impermeabilidade do muro, pode-se executar cortinas de estacas tipo “duro-mole” (*Hard-soft*), conforme ilustra a Figura 2.10(b). Nesta técnica as estacas primárias são constituídas de um concreto com resistência inferior, enquanto as estacas secundárias apresentam propriedades superiores (KAUL, 2010).



(a) Cortina de estacas secantes tipo Duro-duro



(b) Cortina de estacas secantes tipo Duro-mole

Figura 2.10 – Cortinas de estacas secantes

Fonte: (KAUL, 2010)

Segundo Meireles & Martins (2006) em estruturas que utilizam estacas secantes, ainda é obrigatório o uso de muros guia, para o correto posicionamento do topo de cada estaca. Os muros guia tem a função de definir as seções das estacas em todo o perímetro e de suportar as cargas transmitidas pelo equipamento de escavação e impactos causados por ele. Geralmente são constituídos de concreto armado com altura mínima de 0,80 m até 1,50 m, com distância entre si igual ao diâmetro das estacas mais aproximadamente 5 a 10 cm, conforme ilustra a Figura 2.11.

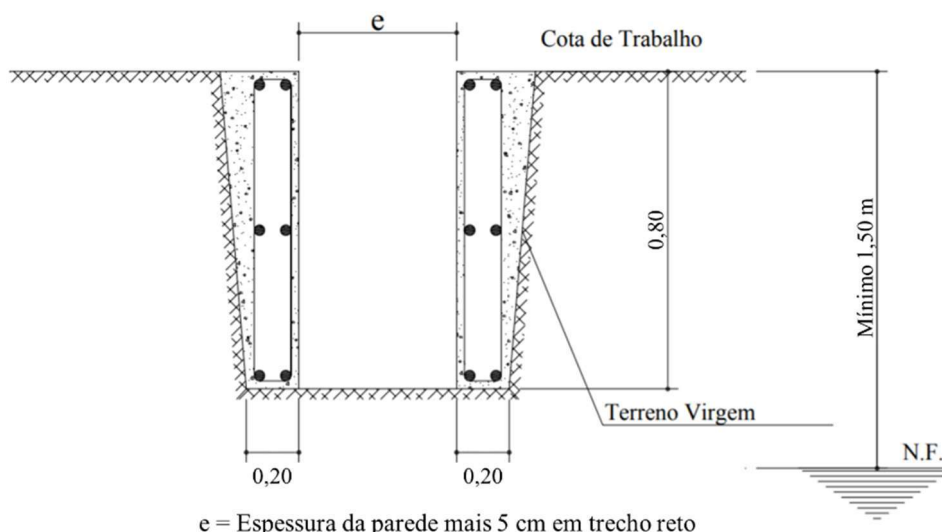


Figura 2.11 – Detalhe de um muro guia
 Fonte: (MEIRELES; MARTINS, 2006)

Os muros guiam ainda podem receber cofragem, geralmente metálicas, que são elementos de forma para melhorar precisão de locação das estacas no muro guia. Na Figura 2.12 pode-se observar a execução do muro guia após o posicionamento da cofragem metálica. Após a execução do muro guia prossegue-se com a escavação das estacas, como ilustrado Figura 2.13.



Figura 2.12 – Execução do muro guia com cofragem metálica para estacas secantes
 Fonte: Meireles & Matins (2006).



Figura 2.13 – Escavação das estacas nos muros guia para estacas secantes (à esquerda) e para estacas contínuas (à direita)

Fonte: Meireles & Martins (2006).

Para melhorar o comportamento das cortinas e reduzir suas deformações laterais, pode-se utilizar soluções em cortinas ancoradas. Neste tipo de solução, no topo das cortinas são executadas vigas de coroamento que tem como função apoiar as ancoragens. No caso de do projeto prever mais de uma linha ancoragem, pode-se utilizar vigas intermediárias de solidarização previstas em posições intermediárias da cortina, conforme ilustra a Figura 2.14 (MEIRELES; MARTINS, 2006).

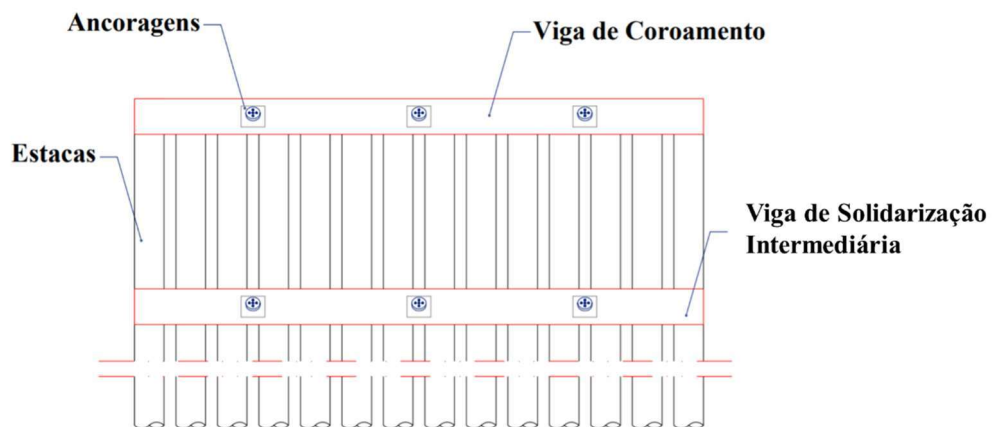


Figura 2.14 – Perfil de uma cortina de estacas com dois níveis de ancoragem

Fonte: Adaptado de Meireles & Martins (2006).

Um dos métodos de ancoragem mais utilizados são os tirantes. Trata-se de, essencialmente, pequenas estacas com inclinação de 15 a 25° com relação à horizontal, conforme ilustra a Figura 2.15 (BOWLES, 1997).

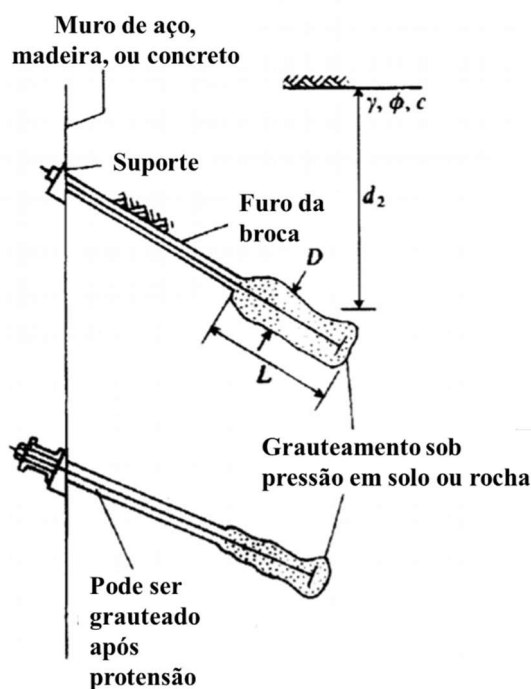


Figura 2.15 – Ancoragem por meio de tirantes
Fonte: Adaptado de Bowles (1997).

Sistema do tirante é formado por um cabo, ou barra introduzido em um furo de sondagem, com diâmetro entre 8 e 14 cm, aberto no maciço e utilizando uma armadura de aço de alta resistência, normalmente protendida. Conforme ilustrado na, o tirante é composto uma zona de ancoragem, também denominada bulbo, um trecho livre e a cabeça de ancoragem, onde é absorvida o esforço de tração imposta na armadura (MEIRELES; MARTINS, 2006).

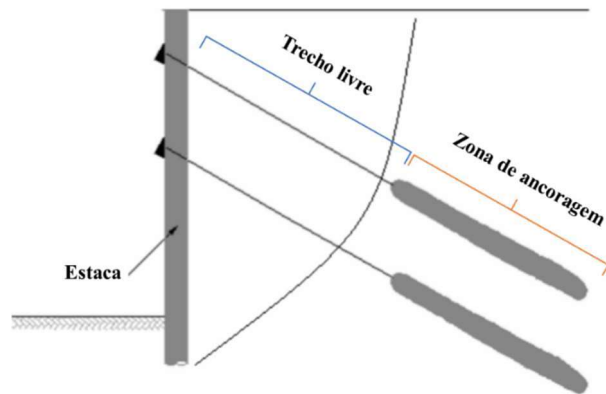


Figura 2.16 – Corte vertical de uma cortina de estacas ancoradas
 Fonte: Adaptado de Meireles & Martins (2006).

De forma alternativa ou de complementação aos tirantes, pode-se executar escoramentos nas cortinas. As escoras podem ser constituídas por aço, concreto ou madeira, dependendo das solicitações. Além disso, as escoras podem ser pré-tensionadas de forma a reduzir os movimentos solos nos terrenos circundantes (MEIRELES; MARTINS, 2006).

Dependendo da largura da abertura da vala ou trincheira, pode-se optar por escoras horizontais, como ilustrado na Figura 2.17, caso contrário, a posição das escoras passa a ser inclinada.

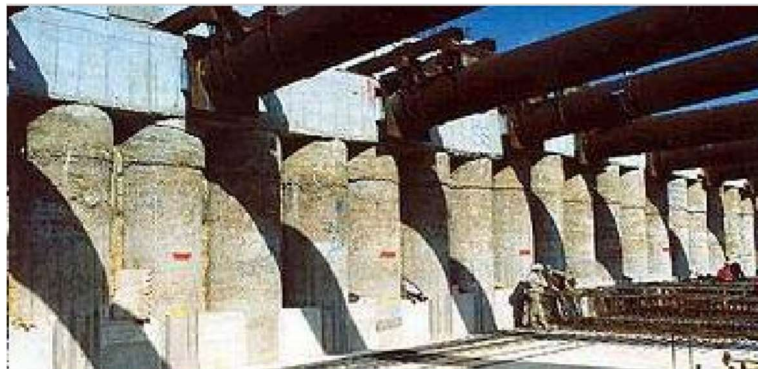


Figura 2.17 – Muro com escoras metálicas horizontais
 Fonte: Meireles & Martins (2006).

Outra técnica muito utilizada na execução de estruturas em *cut-and-cover* são as paredes diafragma. Estas estruturas são constituídas por muros contínuos de concreto armado construídas abaixo do nível do terreno antes da escavação. O processo executivo de uma parede diafragma típica é apresentada Figura 2.18.

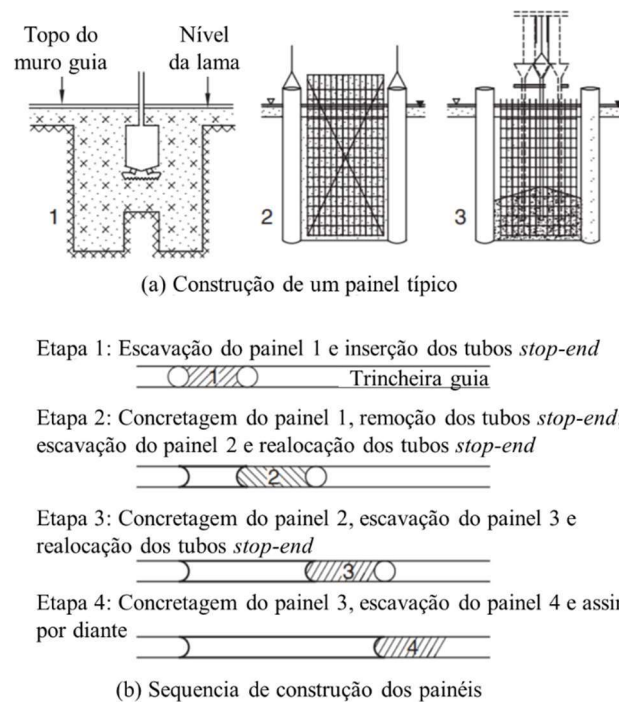


Figura 2.18 – Construção da parede diafragma
Fonte: Adaptado de Kaul (2010).

Os muros guia de espessuras de até 50 cm e 1 m de profundidade, reforçados com uma malha de aço, e são construídas paralelamente e aproximadamente 2,5 cm mais largas que a espessura projetada dos painéis. A função principal desses muros é guiar os equipamentos de escavação para a abertura das trincheiras (KAUL, 2010).

Conforme o processo de escavação ocorre a trincheira é preenchida com fluido, geralmente lama bentônica com características tixotrópicas, para estabilizar as paredes da escavação. Um gel tixotrópico apresenta a característica de se tornar fluido novamente quando agitado (KAUL, 2010).

2.2.2 Comportamento de cortinas

O dimensionamento de cortinas está relacionado com a determinação do comprimento embutido no solo, denominado ficha e representado por d . A condição de equilíbrio estático é determinada pelo equilíbrio de momentos. Após isso, passa-se para a verificação da espessura do muro levando-se em consideração os momentos máximos positivos e negativos para o cálculo do módulo da seção, que é a razão entre o momento fletor máximo e a tensão admissível do material constituinte do muro (BUDHU, 2008).

Contudo, o autor salienta que para uma análise efetiva, deve-se considerar os efeitos da pressão hidrostática e as pressões induzidas por percolação d'água. Para este fim é possível realizar o estudo de redes de fluxo, análises numéricas ou métodos aproximados.

Se o nível d'água em ambos os lados da cortina forem iguais, é possível desconsiderar os efeitos da pressão hidrostática e da percolação d'água, uma vez que as resultantes serão nulas. Caso contrário, as resultantes aproximadas para a distribuição de tensões hidrostáticas são apresentadas na Figura 2.19.

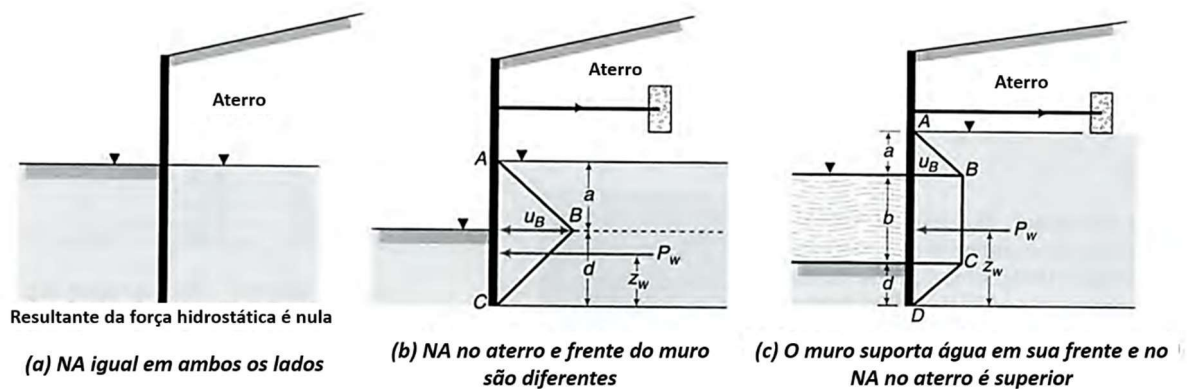


Figura 2.19 – Resultante aproximada da distribuição de pressão hidrostática no aterro de cortinas
Fonte: Adaptado de Budhu (2008).

A máxima pressão hidrostática (u_B), máxima força hidrostática (P_w) e seus pontos de aplicação (\bar{z}_w), e a força de percolação por unidade de volume (j_s) para cada uma das situações apresentadas na Figura 2.19, podem ser determinadas conforme segue (BUDHU, 2008):

Caso (a) : Resultante das pressões é nulo e a força de percolação é nula.

Caso (b) :

$$u_B = \frac{2ad}{a + 2d} \gamma_w \quad (2.1)$$

$$P_w = \frac{ad(a + d)}{a + 2d} \gamma_w \quad (2.2)$$

$$\bar{z}_w = \frac{a + 2d}{3} \quad (2.3)$$

$$j_s = \frac{a}{a + 2d} \gamma_w \quad (2.4)$$

Caso (c) :

$$u_B = u_C = \frac{a(b + 2d)}{a + b + 2d} \gamma_w \quad (2.5)$$

$$P_w = \frac{1}{2} \left[\frac{a(b + 2d)(a + 2b + d)}{a + b + 2d} \right] \gamma_w \quad (2.6)$$

$$\bar{z}_w = \frac{a^2 + 3a(b + d) + 3b(b + 2d) + 2d^2}{3(a + 2b + d)} \quad (2.7)$$

$$j_s = \frac{a}{a + b + 2d} \gamma_w \quad (2.8)$$

A análise dessas estruturas pode ser feita tanto por métodos analíticos, tais como o *Factored Moment Method* (FMM), *Factored Strength Method* (FSM), *Net Passive Pressure Method* (NPPM) e o *Load and Resistance Factor Design* (LRFD), quanto por métodos numéricos. Dentre os métodos numéricos, destaca-se o MEF, por sua robustez na análise de condições complexas de solo e sequencias de execução da obra (BUDHU, 2008).

Contudo, Bowles (1997) salienta que tanto observações em campo, quanto testes em modelos laboratoriais mostraram que existe uma interação, no mínimo, complexa do método construtivo (instalação e aterro, ou instalação e escavação da frente do muro), profundidade de escavação, rigidez do material do muro, tipo e estado do solo arrimado, e empuxo passivo. Além desses fatores, em cortinas atirantadas, deve-se levar em consideração a geometria do tirante, tensão inicial no tirante, estágio de construção no momento de instalação do tirante, e o comportamento do muro acima do tirante (dentro ou fora da região do aterro).

Outro parâmetro importante para a verificação dos esforços em cortinas é o ângulo de atrito solo-muro, δ , que pode ser obtido através de correlações matemáticas, tabelas e medições diretas.

Bowles (1997) apresenta recomendações para a adoção do ângulo de atrito entre diversos materiais de fundação e solos ou rochas (Tabela 2.1). No entanto, o autor adverte que a fricção do muro com o solo aparentemente depende das propriedades do solo e do módulo e sentido da movimentação da estrutura. Recomenda-se valores de δ entre $0,6 \phi$ a $0,8 \phi$ para interfaces de concreto com superfície relativamente lisa, em que ϕ é o ângulo interno do solo.

Tabela 2.1 – Ângulos de atrito solo-muro δ entre diversos materiais de fundação e solo ou rocha

Materiais de Interface	Ângulo de atrito solo-muro, δ (°)
Concreto simples ou alvenaria e:	
1) Rocha sã	35°
2) Pedregulho, misturas de brita-areia, areia grossa	ϕ
3) Areia fina a média, silte médio a areia grossa, pedregulho siltoso ou argiloso	ϕ
4) Areia fina, areia siltosa ou argilosa fina a média	ϕ
5) Silte arenoso fino, silte não plástico	ϕ
6) Argila muito rija residual ou pré-adensada	ϕ
7) Argila medianamente rija ou rija, argila siltosa	ϕ
Estacas prancha metálicas e:	
8) Pedregulho, misturas de brita-areia, rocha bem graduada preenchidos com finos	22
9) Areia, mistura de silte areia-pedregulho, rocha sã de tamanho único	17
10) Areia siltosa, pedregulho, ou areia misturada com silte ou argila	14
11) Silte arenoso fino, silte não plástico	11
Concreto moldado ou cortinas de estacas escavadas de concreto e:	
12) Pedregulho, misturas de brita-areia, rocha bem graduada preenchidos com finos	22-26
13) Areia, mistura de silte areia-pedregulho, rocha sã de tamanho único	17-22
14) Areia siltosa, pedregulho, ou areia misturada com silte ou argila	17
15) Silte arenoso fino, silte não plástico	14

Fonte: Bowles (1997).

A segurança de cortinas de estacas pode ser relacionada com seu fator de segurança (FS), que implica na razão da resistência com a solicitação. As verificações clássicas são feitas seguindo duas abordagens (BOWLES, 1997):

1. Dividir o coeficiente K_p (segundo o método de Rankine ou Coulomb) por um FS para o solo abaixo da altura da escavação;
2. De forma arbitrária, aumentar o valor da ficha calculada por um fator que pode variar de 1,2 a 1,3.

Contudo Bowles (1997) afirma que a utilização do MEF permite análises relativamente mais rápidas quando há mudanças nas condições do campo. Os métodos clássicos são bem menos capazes de realizar estas análises e por isso encorajam o uso de fatores de segurança.

O autor ainda propõe uma metodologia baseada no MEF mais eficiente para o dimensionamento de cortinas de estacas cantiléver e ancoradas. O método ainda permite a determinação do deslocamento lateral do muro e as pressões nodais na região passiva na frente do muro, conforme ilustra a Figura 2.20.

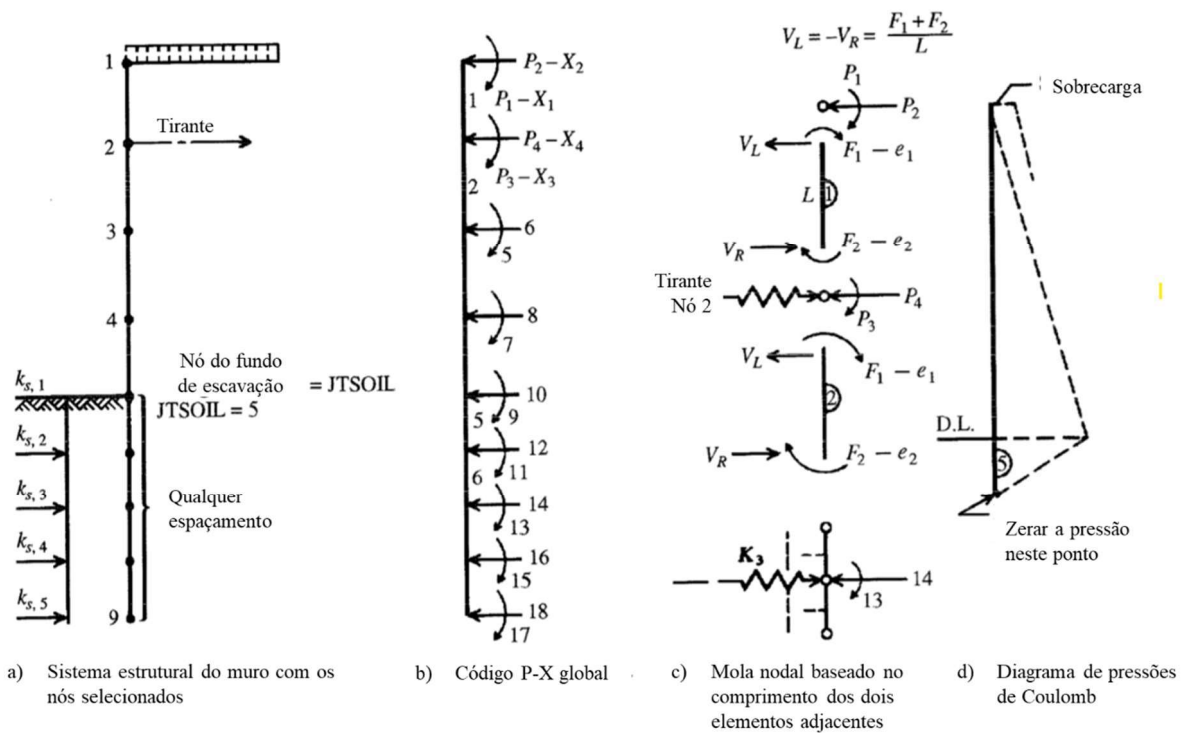


Figura 2.20 – Modelo de elementos finitos tanto para uma cortina de estacas cantiléver quanto para ancoradas

Fonte: Adaptado de Bowles (1997).

$$P = AF \quad (2.9)$$

$$e = A^T X \quad (2.10)$$

$$F = Se \quad (2.11)$$

e substituindo, tem-se:

$$F = SA^T X \quad (2.12)$$

$$P = ASA^T X \quad (2.13)$$

$$X = (ASA^T)^{-1} P \quad (2.14)$$

que são os deslocamentos e rotações do muro nos diversos nós. Uma vez conhecidas, as deflexões permitem determinar os momentos fletores utilizando a equação (2.15).

$$F = ESA^T X \quad (2.15)$$

Já o esforço cortante é determinado a partir do momento fletor no elemento, mas as reações nos nós e dos tirantes são determinados utilizando a equação de mola apresentado em (2.16).

$$F = K(I)X(I) \quad (2.16)$$

Fall, Gao & Ndiaye (2019) ao analisar cortinas de estacas prancha com um sistema de ancoragem dupla durante a execução da escavação, concluíram que as forças reativas nas ancoragens inferiores são sempre maiores do que nas superiores. Os autores ainda afirmam que quando maior o espaçamento vertical entre os tirantes menor será o deslocamento lateral no topo do muro em qualquer estágio de escavação.

Para minimizar o deslocamento lateral do muro, recomenda-se que os tirantes superiores e inferiores sejam instalados à uma distância de 0,15 e 0,39 da altura muro, respectivamente (FALL; GAO; NDIAYE, 2019).

2.2.3 Modos de ruptura de cortinas

Conforme ilustra a Figura 2.21, existem 5 tipos de falhas estruturais de cortinas, que são: falha por ruptura global; rotação na altura do tirante ou escora (ruptura do fundo de escavação); rompimento do tirante ou escora; induzidas por infiltração d'água (rotação próximo à base); ou flexão da cortina (BUDHU, 2008).

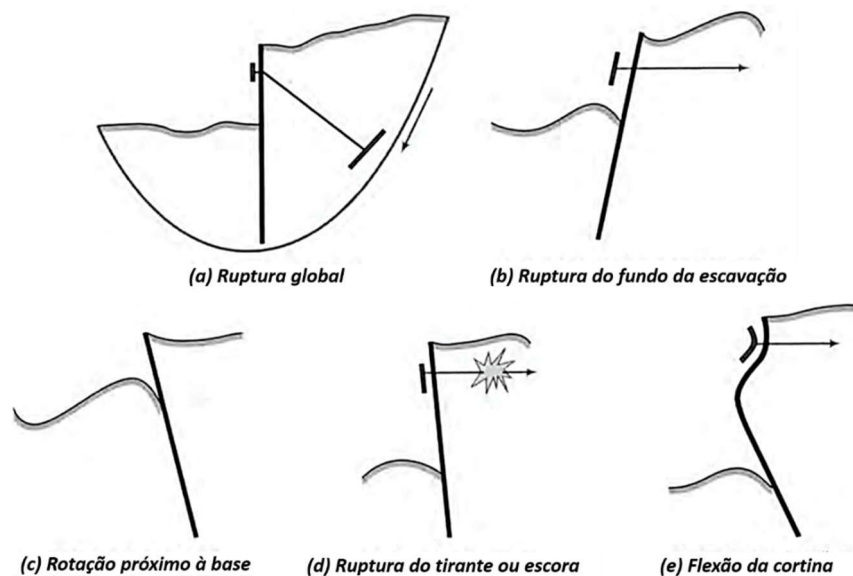


Figura 2.21 – Modos de ruptura de cortinas
Fonte: Adaptado de Budhu (2008).

- a) Ruptura global: Esta forma de falha é comumente verificada utilizando um programa de verificação de estabilidade de taludes onde, por tentativa e erro, diversas superfícies de deslizamento circulares são impostas ao sistema de tal forma que fiquem fora do alcance dos tirantes e próximos ou tangentes à ponta da estaca. Bowles (1997) recomenda um fator de segurança mínimo $FS = 1,2$.
- b) Ruptura do fundo de escavação: Isto pode ocorrer se o comprimento de ficha não for adequado. A verificação deste modo de ruptura consiste em analisar o somatório de momentos em cada um dos tirantes, adotando-se os valores do pior caso;
- c) Rotação próximo à base:
- d) Ruptura do tirante ou escora: Esta falha pode acontecer quando o tirante se rompe ao longo do seu comprimento ou na placa de ancoragem.
- e) Flexão da cortina: Utiliza-se o momento máximo da análise com $f_a \approx 0,60$ a $0,65$ f_y que permitem $FS = 1,66$ a $1,54$ (BOWLES, 1997).

As rupturas podem ocorrer por diversos motivos. Sin & Ching [s.d.] analisaram o colapso de uma cortina de estacas após a ocorrência de diversas chuvas pesadas contínuas. Figura 2.22 ilustra as condições do local após o colapso estrutural.



Figura 2.22 – Colapso do dreno de chuvas de monção em cortinas de estacas (a) e escoras internas das cortinas

Fonte: Ssin & Ching [s.d.].

Trata-se de um sistema de drenagem de chuvas de monção executado entre duas cortinas tipo cantiléver para conter aproximadamente 2,5 a 3,5 metros de solo. Conforme ilustrado na Figura 2.23, a largura do canal tem aproximadamente 6 a 7 metros.

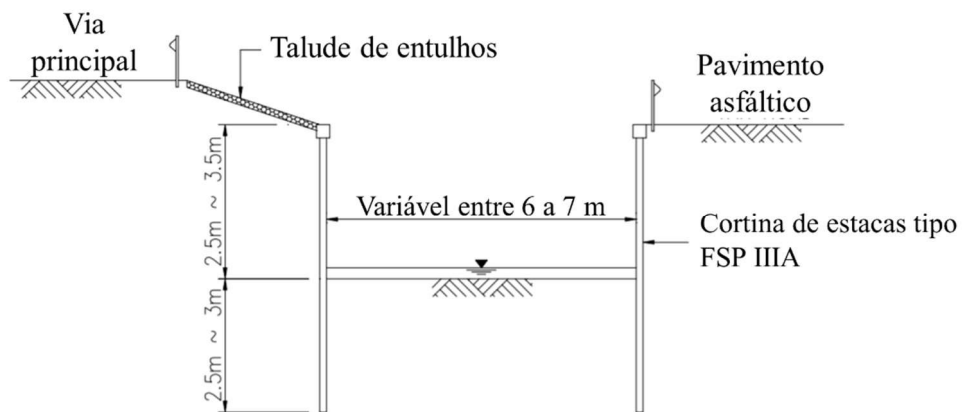


Figura 2.23 – Seção transversal típica
 Fonte: Adaptado de Sin & Ching [s.d.].

Os autores verificaram que o trecho colapsado estava localizado imediatamente a jusante da laje de concreto que se estendia até a montante da galeria. Foi observado que o material de laje fora escavado, provavelmente durante os serviços de limpeza do canal efetuado há pouco tempo antes do colapso. A retirada deste material de base resultou na perda de resistência passiva e permitiu que mais material de base fosse erodido, agravando a situação. Acredita-se que as fortes chuvas que ocorreram aumentaram a velocidade de fluxo das águas no canal causando o arrancamento de material.

2.3 CÁLCULO DE DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS E INDUZIDOS

A estimativa de recalque, definido como o acúmulo estatístico de movimentações do solo em uma determinada direção de interesse, é suma importância para a verificação de segurança de sistemas de fundações de edifícios, pontes, torres, usinas e outras estruturas cujo custo de implantação seja elevado (BOWLES, 1997).

Ainda segundo o autor, existem dois componentes principais deste deslocamento: rolamento e o deslizamento das partículas. Os principais efeitos das componentes são uma mudança no índice de vazios e o esmagamento dos grãos, onde ambos alteram a estrutura do material original. Apenas uma pequena parte do deslocamento gerado é devido à deformação elástica dos grãos, ou seja, recuperação da deformação após a retirada da tensão aplicada.

Apesar disso, o cálculo da estimativa do recalque pode ser feito tratando-se o solo como um material pseudo-elástico utilizando os parâmetros elásticos E_s , G' , μ e k_s , e esta metodologia de cálculo tem se mostrado satisfatória (BOWLES, 1997).

Bowles (1997) salienta que existem dois problemas principais na análise de recalques:

1. A obtenção de valores confiáveis para os parâmetros elásticos. A recuperação de amostras indeformadas é problemática e pode gerar erros da ordem de 50% ou mais.
2. A obtenção de perfis de tensões confiáveis para a carga aplicada. A determinação do valor preciso e profundidade efetiva H da zona de influência ainda são um problema.

Assim, o valor do recalque ΔH pode ser determinado pela equação (2.17).

$$\Delta H = \int_0^H \varepsilon dH \quad (2.17)$$

em que: ε é a deformação, igual à $\Delta q/E_s$;

Δq é uma função de H e do carregamento;

$E_{s,o}$ é uma função de H e da variação do solo;

H é a profundidade estimada da zona de influência causada pelo carregamento da fundação (aproximadamente 4B a 5B).

De forma alternativa, pode-se estimar o recalque discretizando o solo em n camadas de espessuras H_i e aplicando-se a equação (2.18).

$$\Delta H = \sum_{H_i}^{H_n} \frac{\Delta q_i}{E_{s,i}} \quad (2.18)$$

em que: $E_{s,o}$ é o módulo edométrico que pode ser obtido por ensaio triaxial utilizando a equação (2.19).

$$E_{s,o} = \frac{1}{m_v} = \frac{(1 - \nu)E_{s,tr}}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (2.19)$$

em que: $E_{s,tr}$ é o valor triaxial;

ν é o coeficiente de Poisson.

Já o módulo de cisalhamento, podem ser obtidos em função do módulo de elasticidade, E , e coeficiente de Poisson, ν , conforme equação (2.20).

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.20)$$

2.3.1 Recalques Elásticos em Estacas

Ao se tratar de recalques elásticos de uma única estaca, o recalque elástico dependerá da rigidez relativa da estaca e do solo, Equação (2.21), da razão entre o comprimento e o diâmetro da estaca, da rigidez relativa entre o solo na base da estaca e ao longo do fuste, e da distribuição do módulo de elasticidade do solo ao longo do fuste. Geralmente utilizam-se os valores secantes para os módulos de elasticidade no dimensionamento e módulo de elasticidade na base da estaca é denominado E_{sb} (BUDHU, 2008).

$$K_{ps} = \frac{E_P}{E_S} \quad (2.21)$$

em que: E_P é o módulo de elasticidade de um sólido cilíndrico com seção transversal equivalente ao da estaca;

E_S é o módulo de elasticidade do solo.

O recalque é composto por três componentes: o atrito entre estaca e solo; resistência de ponta; e encurtamento elástico da estaca (BUDHU, 2008). O atrito entre estaca e solo deforma o solo próximo ao fuste de maneira análoga à deformação por cisalhamento, e a tensão de cisalhamento, γ_{zx} , pode ser obtida pela equação (2.22).

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau}{G} = \frac{f_s}{G} \quad (2.22)$$

em que: G é o módulo de cisalhamento do solo;

f_s é a tensão na superfície de atrito.

Ao se integrar as deformações por cisalhamento ao longo do fuste da estaca, o recalque elástico, ρ_{es} , pode ser obtido pela equação (2.23).

$$\rho_{es} = \frac{1}{G(z)} \int_0^L \tau(z) dz \quad (2.23)$$

No entanto, o mecanismo de transferência de carga entre a estaca e solo é complexa, bem como a determinação de G e τ em função da profundidade z também não é tarefa fácil. Para tanto, diversos métodos foram desenvolvidos para a determinação da distribuição de carga e recalques em estacas isoladas. Estes métodos podem ser classificados em três grandes categorias (POULOS; DAVIS, 1980):

1. Métodos de “Transferência de |Carga”;
2. Métodos baseados na teoria da elasticidade que aplicam as equações de Mindlin (1936);
3. Métodos numéricos, dentre eles o Método dos Elementos Finitos (MEF).

O MEF já foi estudado por diversos pesquisadores na solução de recalques em estacas isoladas e em grupos de estacas. Poulos e Davis (1980) ainda salientam que uma abordagem numérica que permita a possibilidade de escorregamento relativo entre estaca-solo apresenta algumas vantagens e torna a convergência muito mais ágil. Isto é possível ao se limitar a resistência ao cisalhamento da interface estaca-solo.

2.3.2 Deslocamentos de Cortinas e Efeitos em Torno da Escavação

O deslocamento lateral de cortinas de estacas escoradas ou atirantadas está relacionado à um estado de tensões entre o ativo e em repouso. A Figura 2.24 ilustra os diferentes estágios de desenvolvimento de pressão atrás do muro durante a escavação.

No estágio 1 o muro é submetido à pressão ativa do solo e desloca o muro. Esta deformação dependerá da interação solo-muro que pode ser obtida pelo MEF. Já no estágio 2, a instalação da escora aplica uma força contra o muro. Porém o muro nunca retornará à sua posição indeformada, independentemente do valor da força aplicado pela escora.

A aplicação da segunda escora e/ou ajuste da primeira escora resultará no diagrama de pressões no estágio 4 apresentado. Já a terceira etapa de escavação resultará em mais deslocamento lateral e conseqüente recalque do solo na superfície. Bowles (1997) evidência,

assim, que as pressões experimentadas no muro estão diretamente relacionadas com as forças nas escoras e quase não apresentam relação com as pressões do solo.

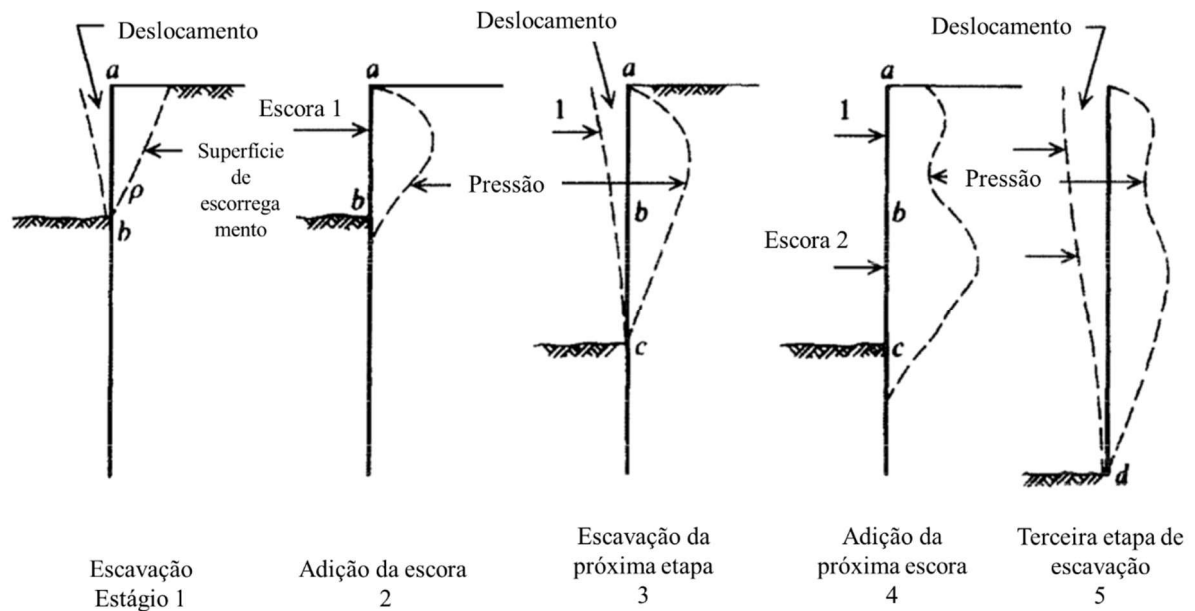


Figura 2.24 – Desenvolvimento das pressões laterais no solo nos diferentes estágios de escavação
Fonte: Adaptado de Bowles (1997).

O propósito das escoras e tirantes em estruturas de contenção é a restrição ou diminuição da movimentação lateral do muro durante a escavação. Esta movimentação do muro está associada ao recalque gerado no solo do entorno da escavação. Assim Bowles (1997) afirma que seja essencial que:

1. O muro deve ser bem instalado contra as laterais da escavação;
2. As escoras, diagonais e tirantes devem limitar os deslocamentos laterais. São elementos de comportamento elástico e, portanto, alguma movimentação sempre ocorrerá devido à compressibilidade dos materiais;
3. As longarinas devem apresentar rigidez suficiente para restringir o deslocamento dos pontos de ancoragem a 1 a 3 mm;
4. A disposição vertical das escoras deve adequada para impedir que ocorram deslocamentos excessivos entre as linhas de escoras.

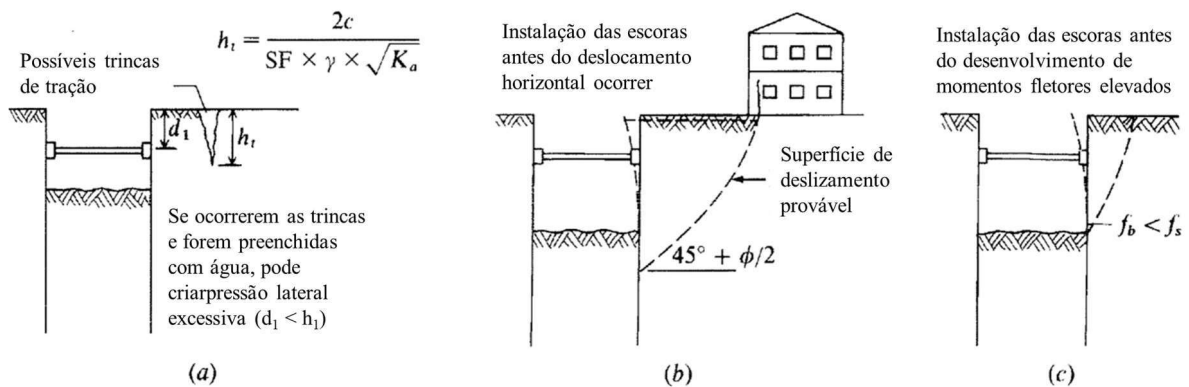


Figura 2.25 – Profundidade da primeira linha de escoras em um sistema de abertura em vala
Fonte: Adaptado de Bowles (1997).

Já Fall & Gao & Ndiaye (2019) afirmam que para reduzir o deslocamento horizontal do topo do muro durante a fase de escavação, deve-se aumentar a distância vertical entre as linhas de ancoragem para muros com dupla ancoragem. Recomendam que o posicionamento da ancoragem superior e inferior estejam a 0,15 e 0,51 da altura do muro, respectivamente, para reduzir o momento fletor atuante.

Hsieh & Ou (2016) complementam que a utilização de paredes cruzadas (*cross walls*) podem reduzir o deslocamento do muro para valores muito reduzidos, mesmo em escavações profundas. A técnica consiste na instalação de muros de concreto posicionados transversalmente à estrutura de contenção antes da escavação utilizando a técnica de muros diafragma, conforme ilustrado na Figura 2.26.

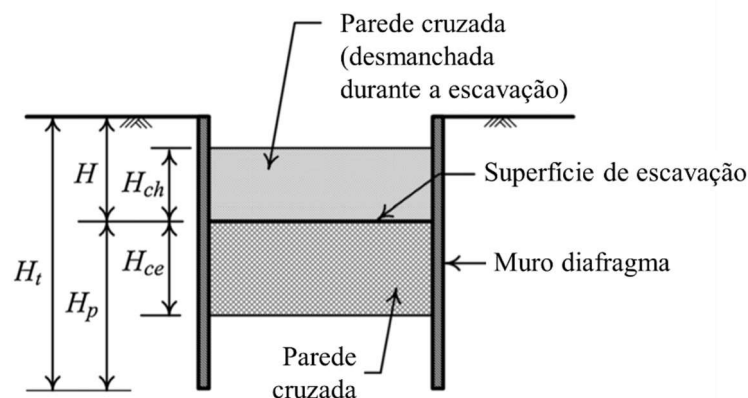


Figura 2.26 – Perfil de escavação com paredes cruzadas
Fonte: Adaptado de Hsieh & Ou (2016).

Bowles (1997) propõe uma sequência de passos para estimar a perda de solo nos entornos da escavação:

- 1) Obter uma estimativa da deflexão lateral do muro;
- 2) Integrar numericamente as deflexões do muro para obter o volume de solo na zona de deslocamento V_s . Utilizar o método das seções médias, fórmula trapezoidal, ou a regra do terço de Simpson;
- 3) Calcular ou estimar a distância lateral da influência do recalque. Para solos argilosos deve-se:
 - a) Calcular a altura do muro até a linha de escavação como H_w ;
 - b) Calcular a distância abaixo da linha de escavação:

Tipo de solo	Usar $H_p \approx$
$\Phi = 0$	B
$\Phi - c$	$0,5 B \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right)$

em que B é a largura da escavação, em metros ou pés. Dos passos (a) e (b) tem-se:

$$H_t = H_w + H_p \quad (2.24)$$

- c) Calcular a distância aproximada D da escavação em que ocorre a perda de solo:

$$D = H_t \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) \quad (2.25)$$

- 4) Calcular o recalque superficial na borda da escavação do muro, s_w :

$$s_w = \frac{2 V_s}{D} \quad (2.26)$$

- 5) Calcular a perda de solo remanescente assumindo uma variação parabólico de s_i de D até o muro conforme segue:

$$s_i = s_w \left(\frac{x}{D} \right)^2 \quad (2.27)$$

Alternativamente, pode-se utilizar as curvas propostas por Peck para a estimativa da perda do solo, conforme ilustrado na Figura 2.27.

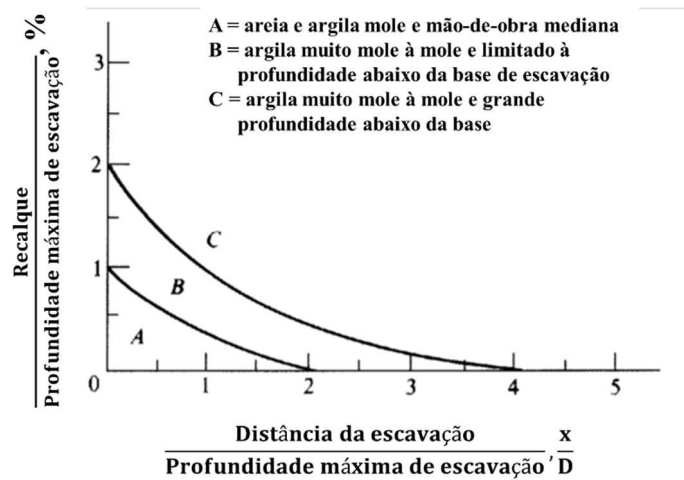


Figura 2.27 – Curvas para estimar as perdas de solo
 Fonte: Adaptado de Bowles (1997).

Pinto, Pereira & Villar [s.d.] avaliação a solução de escavação e de contenção para a construção de uma estrutura de contenção de altura máxima de 40 m. Trata-se de uma estrutura com 5 pisos subterrâneos com geometria retangular de 100x40 m², conforme ilustrado na Figura 2.28.

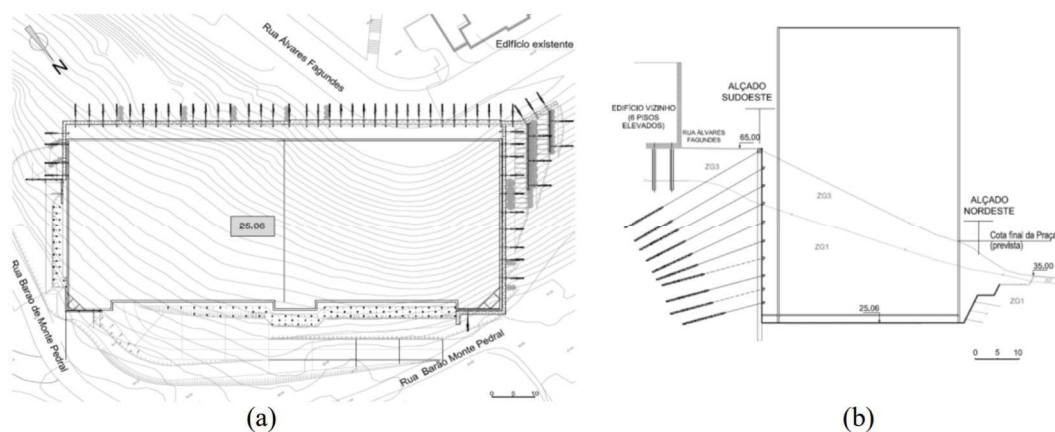


Figura 2.28 – (a) Planta de dimensionamento; (b) Corte transversal na zona de maior altura de escavação

Fonte: Pinto, Pereira & Villar [s.d.].

Na Tabela 2.2 são apresentados os parâmetros geotécnicos do solo que foram divididos em 3 zonas geotécnicas principais.

Tabela 2.2 – Principais parâmetros geotécnicos das 3 zonas geotécnicas

Zona	N _{SPT}	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ'	E (MPa)
ZG1	≥ 60	21	80	45	140
ZG2	15 a 60	19	20	36	40
ZG3	9 a 30	17	0	25	7

Fonte: Adaptado de Pinto, Pereira & Villar [s.d.].

A obra possuía diversos condicionantes que afetaram a solução final. Diversas ruas, edificações próximas à zona de maior profundidade com aproximadamente 6 pavimentos e infraestrutura existente constituíram grande dificuldade no projeto. Devidos à estas dificuldades e condicionantes, 3 soluções foram adotadas para compor as estruturas de contenção:

- Solução 1: Cortina de estacas em concreto armado, moldadas no local, com ancoragem definitiva;
- Solução 2: Cortina de estacas em concreto armado, moldadas no local, com ancoragem provisória e estabilização de talude de pré-escavação por meio de colunas de *jet-grout* inclinadas, com vigas ancoradas no topo;
- Solução 3: Estabilização de taludes de escavação com inclinação de 1H:3V, revestidas com concreto projetado drenado, pregado e armado com malha eletro soldada.

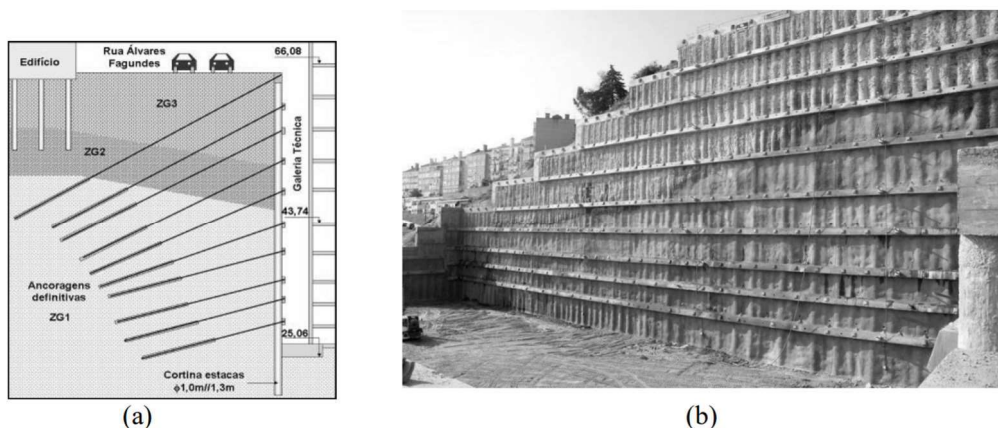


Figura 2.29 – Solução 1: corte transversal (a) e vista final da região sudoeste (b)

Fonte: Pinto, Pereira & Villar [s.d.].

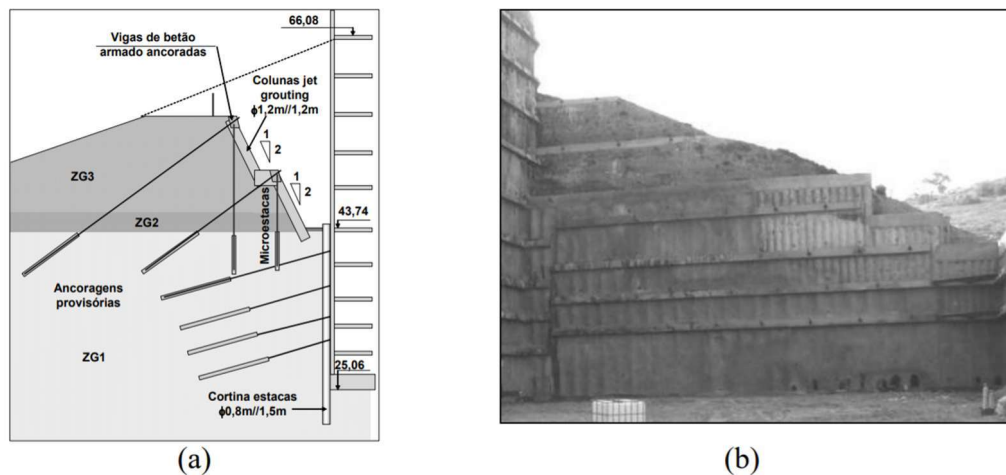


Figura 2.30 – Solução 2: corte transversal (a) e vista final da região noroeste (b)
 Fonte: Pinto, Pereira & Villar [s.d.].

Para a analisar o comportamento das estruturas de contenção durante todas as etapas de construção, foi utilizado o programa Plaxis V8 baseado no MEF. O comportamento do solo foi admitido como elástico perfeitamente plástico e associado ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

O dimensionamento foi feito por meio do princípio dos estados limites e a Figura 2.31(a) ilustra um exemplo dos deslocamentos obtidos para os cálculos numéricos efetuados para o caso estático.

Para a estrutura foi avaliado também a resposta dinâmica devido à ação sísmica. As análises seguiram o regulamento português RSA que define para a zona A um coeficiente de sismicidade $\alpha = 1$, solo tipo II (solos coesivos duros a muito duros e solos não coesivos compactos). Foi considerada a ação sísmica de maior magnitude (tipo 2). Foram considerados 3 coeficientes sísmicos: 0,04, 0,10 e 0,16, um coeficiente de comportamento de 2% e as frequências de 0,6, 1,0 e 1,2 Hz. A Figura 2.31(b) ilustra um exemplo dos deslocamentos obtidos no cálculo pseudo-estático obtido ao considerar um coeficiente sísmico horizontal de 0,10

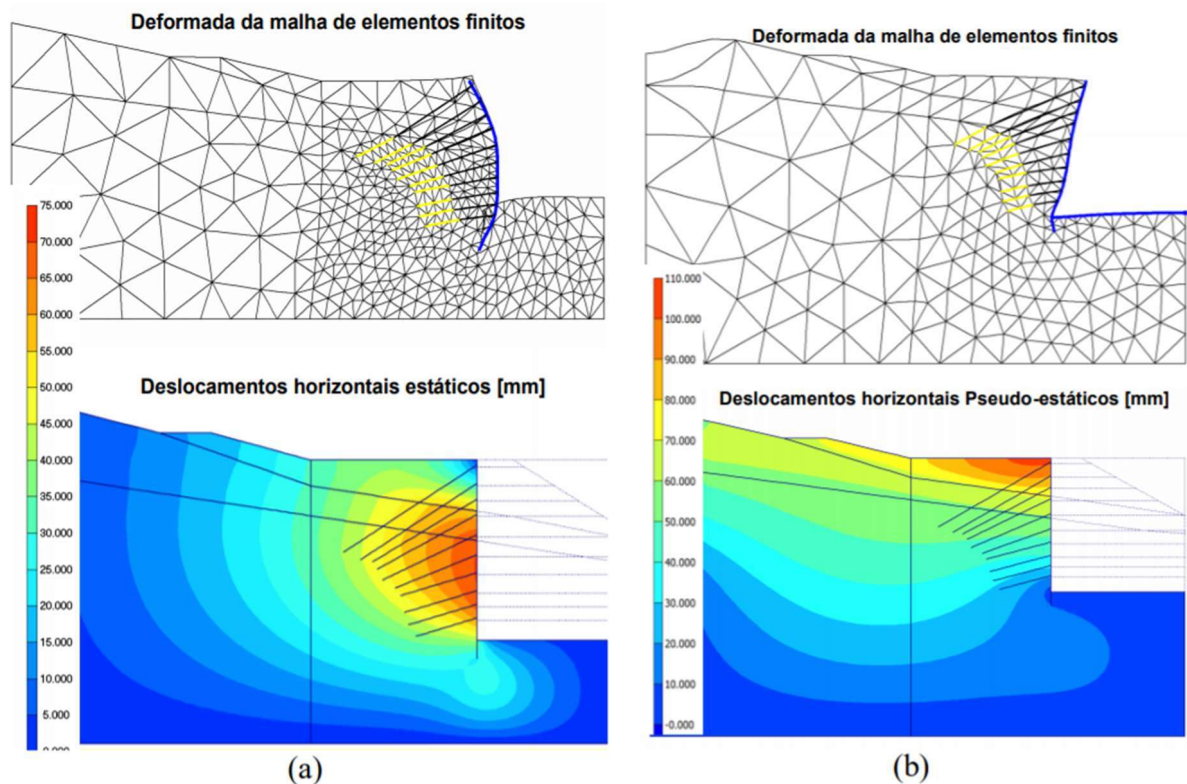


Figura 2.31 – Exemplo dos resultados obtidos no cálculo numérico para o caso estático (a) e para o caso pseudo-estático (b)

Fonte: Pinto, Pareira & Villar [s.d.].

Os resultados obtidos pelas análises e pela instrumentação comprovaram o bom comportamento das estruturas de contenção. Os deslocamentos obtidos foram muito pequenos e tendo o deslocamento horizontal na seção de maior altura na ordem de 12 mm, ou 0,03% da profundidade de escavação.

Freitas & Vargas (2016) afirmam a necessidade da realização de monitoramento afim de realizar retroanálises dos parâmetros adotados e melhorar a previsão dos resultados. Para reduzir os níveis de deslocamento é necessário um alto nível de qualidade construtiva, fator geralmente não incorporado nos métodos de previsão.

Os autores ainda verificaram a influência do módulo de reação horizontal, k_h , na estimativa dos deslocamentos e momentos sobre a estrutura, conforme ilustrado na Figura 2.32. Foram analisadas duas formulações propostas para a determinação de k_h . As análises mostraram que ambas as formulações, deram resultados muito parecidos, com diferença percentual do deslocamento máximo de 2%.

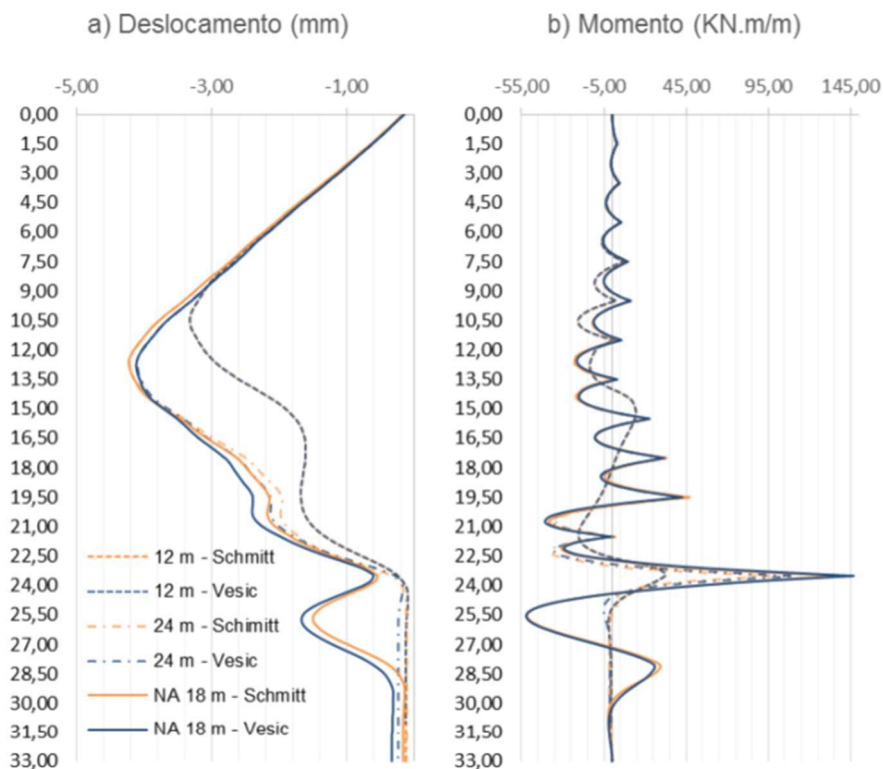


Figura 2.32 – Influência do módulo de k_h sobre a previsão dos deslocamentos e momento sobre a estrutura

Fonte: Freitas & Vargas (2016).

Neste sentido, Wong & Broms (1989) realizam um estudo dos parâmetros que influenciam o deslocamento lateral e recalque induzidos por escavações profundas em argila mole utilizando um programa baseado no MEF denominado EXCAV. Os autores concluíram que:

- Os recalques e deslocamentos laterais são controlados, principalmente, pelo fator de segurança da base de escavação;
- A rigidez da cortina de estacas ou parede diafragma exercem importante influência;
- As escoras devem ser instaladas ou pré-tensionadas imediatamente após a escavação atingir um novo nível de escoramento;
- O espaçamento entre escoras deve ser pequeno.

Lobo (2013) salienta que um projeto adequado de contenções, além de atender às condições de segurança contra a ruptura, deve minimizar os danos às edificações lindeiras. O autor esclarece que os efeitos nas edificações vizinhas dependem da magnitude da escavação, tipo de contenção adotada, qualidade executiva dos serviços e sensibilidade da estrutura.

Nos casos das estacas escavadas justapostas, ao serem executadas em solos granulares abaixo do nível de água ou em argila moles, podem provocar perda de solo. Já o uso de tirantes e escoras tem efeito marcante nos deslocamentos provocados (LOBO, 2013).

Alguns autores propõem relações entre a deformação horizontal e o dano nas edificações vizinhas. Laefer (2001) propõe 5 categorias de dano, conforme apresentado na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Relação entre o nível de dano e deformação horizontal

Categoria de dano	Grau de severidade	Limite de deformação em tração (%)
0	Desprezível	0 – 0,050
1	Muito pequeno	0,050 – 0,075
2	Pequeno	0,075 – 0,150
3	Moderado	0,150 – 0,300
4	Alto a muito alto	> 0,300

Fonte: Adaptado de Laefer (2001).

2.4 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM CORTINAS

A resposta estática de estacas é frequentemente analisada utilizando as curvas p-y ou MEF. Nogami et al. (1992) apresentaram uma proposta de modelo para a interação solo-estaca que fora desenvolvida adotando a hipótese de Winkler, mas com atenção especial para o comportamento do elemento estrutural sob carregamentos dinâmicos. Os autores ressaltam que uma atenção especial deve ser dada para a calibração dos parâmetros de entrada para uma correta avaliação da resposta dinâmica das estacas devido ao vazio formado entre a estaca e solo.

O modelo de Winkler de 1867 considera o solo como um meio discreto que apresenta reação quando submetido à esforços. O solo pode ser entendido como uma série de molas independentes entre si com comportamento elástico linear, onde a rigidez dessas molas é dada por uma constante de proporcionalidade, entre a pressão aplicada e o deslocamento do solo (FREITAS, 2018).

Porém, os resultados deste modelo são passíveis de desconfiança, uma vez que Balbo (2009) argumenta que um solo apresenta esforços de cisalhamento entre suas partículas, algo inexistente no modelo de Winkler. A Figura 2.33 ilustra a diferença entre o comportamento do solo real e do modelo proposto por Winkler.

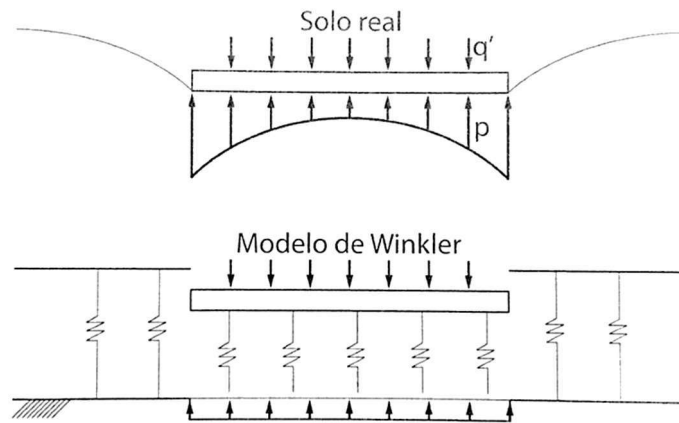


Figura 2.33 – Comportamento do solo real x comportamento do modelo de Winkler
Fonte: BALBO, 2009.

Segundo Reis (2000), ainda existe outra forma de se considerar a interação solo-estrutura (ISE) através de modelos computacionais implementados utilizando o método dos elementos finitos ou elementos de contorno. Contudo, tanto Reis (2000) quanto Souza e Reis (2008) admitem que esta análise requer muitos recursos computacionais e muitas vezes o modelo adotado para o comportamento do solo não é suficientemente adequado para haver uma melhora nos resultados das análises. Reis (2000) completa que a compatibilidade entre os diferentes tipos de materiais e elementos e os modelos adotados para o maciço de solos são muito simplificados em relação à realidade.

Já Ashour e Norris (2000) ressaltam que o curvo exclusivo das curvas p - y não são capazes de refletir outros efeitos que podem interferir no comportamento lateral de estacas, tais como a rigidez à flexão e o formato da seção transversal da estaca, a fixação e o embutimento da cabeça da estaca. Os autores propõem que o modelo *strain wedge* (SW) pode ser utilizado para caracterizar estes efeitos e apresenta bons resultados quando comparados com os resultados de campo obtidos para solos arenosos, argilosos e solos estratificados.

Fall & Gao & Ndiaye (2019) utilizaram um modelo numérico tridimensional para avaliar o deslocamento, momento fletor e forças reativas durante a sequência executiva de uma cortina de estacas com dupla ancoragem. O modelo foi implementado no software ABAQUS/CAE e a Figura 2.34.

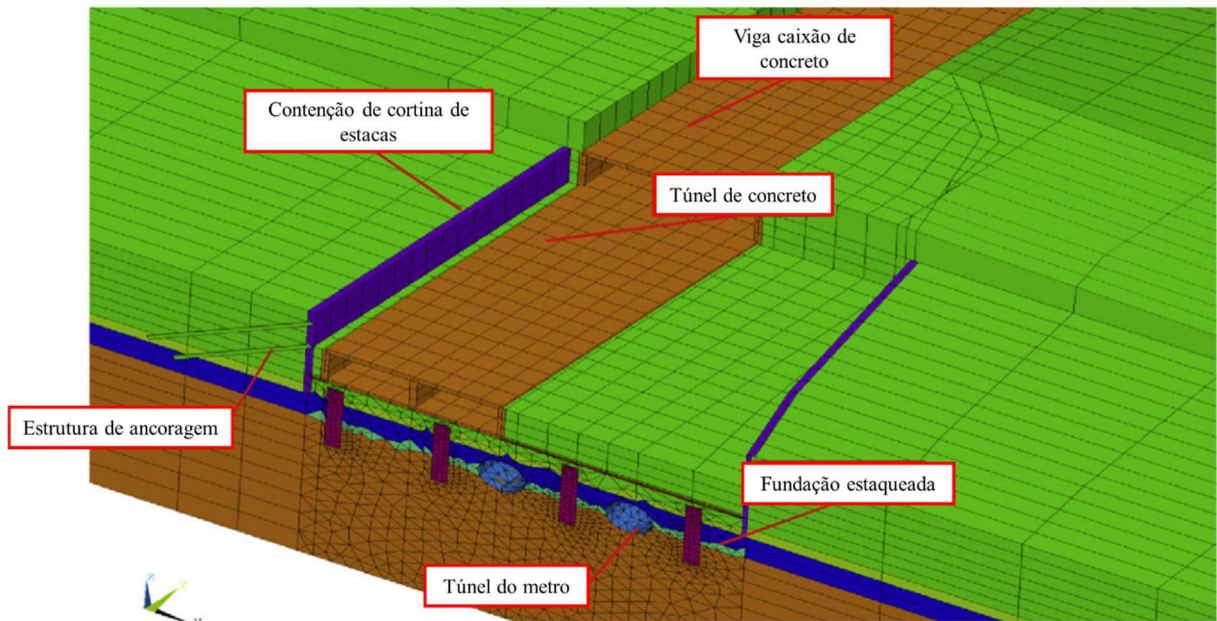


Figura 2.34 – Modelo tridimensional implementado no ABAQUS/CAE
Fonte: Adaptado de Fall & Gao & Ndiaye (2019).

Nesta análise foram desconsideradas as cargas dinâmicas geradas pelo processo de abertura do furo e pelo processo de escavação e construção. As propriedades dos materiais adotados pelos autores são apresentadas na Tabela 2.4 e Tabela 2.5.

Tabela 2.4 – Propriedades e identificação dos solos

Identificação do solo	Altura da camada (m)	Profundidade da camada (m)	Peso específico, γ (kN/m ³)	Módulo de Young (kPa)	Coefficiente de Poisson	Ângulo de atrito, ϕ (°)	Ângulo de dilatação, ϕ (°)	Limite de escoamento (kPa)	Deformação plástica
Preenchimento artificial	0	-4,88	16,68	6E4	0,3	20	15	5E5	0
Argila siltosa	-4,88	-16,18	16,09	2E5	0,3	23	19	5E5	0
Siltito completamente desgastado	-16,18	-25,21	16,19	1,2E5	0,3	30	20	5E5	0
Siltito fortemente desgastado	-25,21	-62,82	17,66	6E5	0,3	32	25	5E5	0
Siltito microdesgastado	-62,82	-91,05	19,62	2E7	0,3	35	30	5E5	0

Fonte: Adaptado de Fall & Gao & Ndiaye (2019).

Tabela 2.5 – Propriedades dos materiais da ancoragem e da cortina de estacas

	Cortina de estacas	Caixas dos túneis	Cabos de ancoragem
Peso específico (kN/m ³)	24,525	24,525	68,67
Módulo de Young (kPa)	3,5E7	3,5E7	2E8
Coefficiente de Poisson	0,3	0,26	0,2

Fonte: Adaptado de Fall & Gao & Ndiaye (2019).

Gurgel (2012) estudou o comportamento de cortinas atirantadas com estacas espaçadas por meio de simulações numéricas 2D baseadas no MEF. Em seus estudos foi utilizado o programa Plaxis 2D e o perfil típico do terreno considerado nos modelos é ilustrado na Figura 2.35. Os parâmetros geotécnicos das camadas I, II e III inseridas no modelo são apresentados na Tabela 2.6.

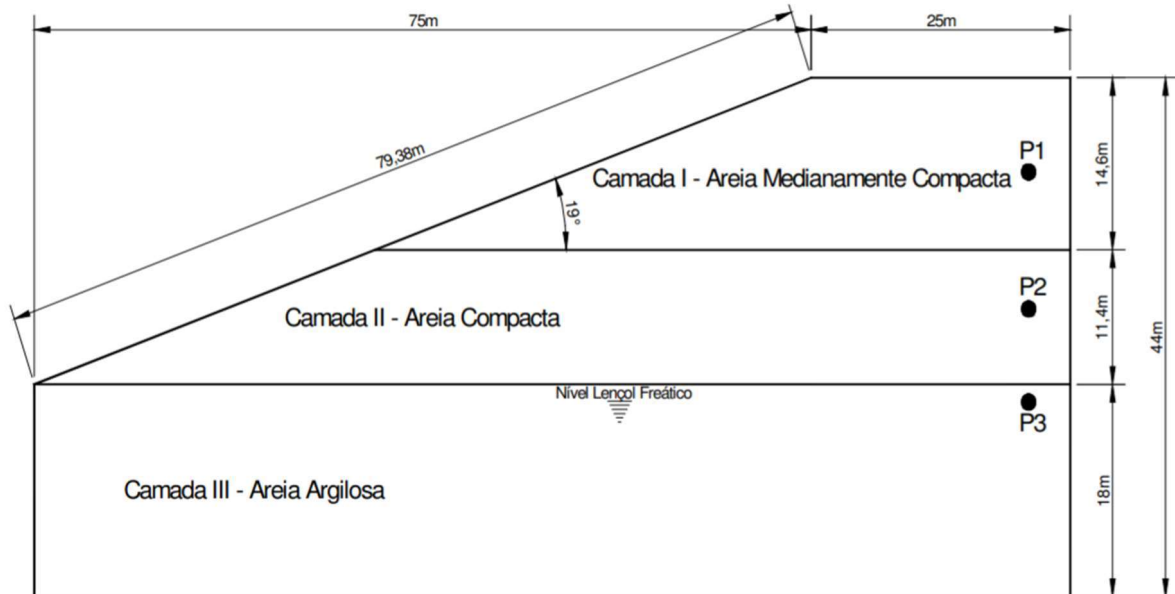


Figura 2.35 – Perfil típico do terreno considerado nas simulações numéricas
Fonte: Gurgel (2012).

Tabela 2.6 – Parâmetros geotécnicos das camadas

Parâmetro	Símbolo	Camada I	Camada II	Camada III
Modelo	-	Morh-Coulomb	Morh-Coulomb	Morh-Coulomb
Condição	-	Drenada	Drenada	Drenada
Ângulo de Atrito Efetivo	Φ'	30°	34°	21°
Ângulo de Dilatância	Ψ	0°	0°	0°
Coesão Efetiva (kN/m ²)	c'	1	1	8
Módulo de Young (kN/m ²)	E	6 000	60 000	40 000
Coefficiente de Poisson	ν	0,30	0,30	0,35
Peso Específico Natural (kN/m ³)	γ	16,5	18,5	20,0

Fonte: Adaptado de Gurgel (2012).

O autor realizou estudos em duas situações distintas com alturas finais de contenção de 10 e 15 m. Em cada um dos casos o autor variou o comprimento da ficha, espaçamento horizontal entre os tirantes e espessura da parede. A malha dos modelos é formada por elementos triangulares de 15 nós, como ilustrado na Figura 2.36 para um dos casos estudados no trabalho.

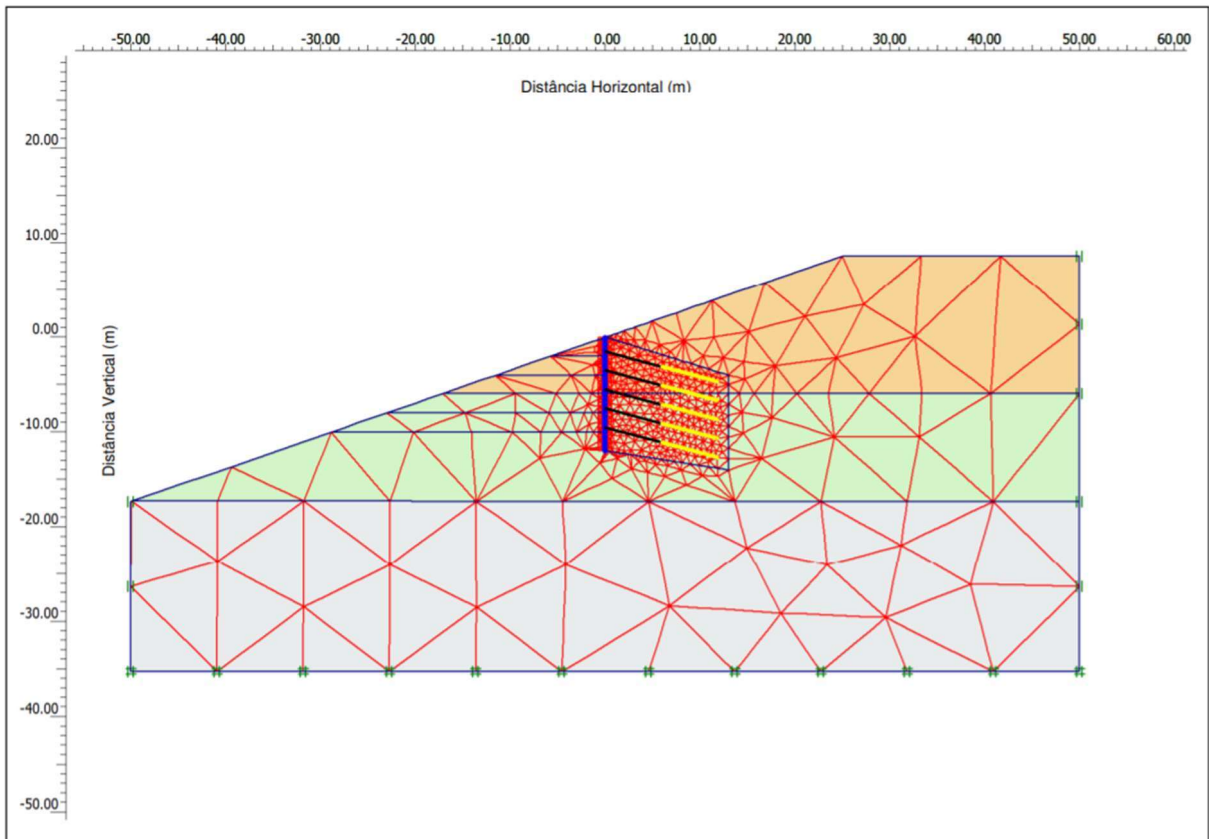


Figura 2.36 – Malha de elementos finitos gerado pelo programa Plaxis 2D
Fonte: Gurgel (2012).

O autor conclui com resultados obtidos de suas análises que, nos casos estudados, o comprimento de ficha não exerce efeito nos deslocamentos horizontais, nas tensões horizontais e nos esforços internos verificados. Ao contrário do espaçamento horizontal entre os tirantes que apresentou forte influência nos deslocamentos horizontais, mais significativos no topo da estrutura. Quanto maior o espaçamento horizontal, maior o deslocamento horizontal do topo. No entanto, para os casos estudados pelo autor, os espaçamentos horizontais não exerceram influência nos deslocamentos que ocorrem ao longo do comprimento da ficha.

Já a espessura da parede pode influenciar no comportamento da cortina, caso a estrutura se mostrar muito flexível. Para espessuras superiores, muros mais rígidos, os comportamentos foram semelhantes e apresentaram pequenas variações nos valores dos deslocamentos horizontais. Nos casos analisados, verificou-se que o deslocamento horizontal aumenta com a espessura da parede (GURGEL, 2012).

Mendes (2010) estudou uma estrutura de contenção atirantada hipotética utilizando o programa SIGMA/W, baseado no MEF. Como ilustrado na Figura 2.37, a estrutura de

contenção é formada por duas linhas de tirantes, com espaçamento horizontal de 1,0 m, não possui ficha ou fundação, e o terreno é constituído por dois solos, cujos dados geotécnicos são apresentados na Tabela 2.7. Os parâmetros do tirante de aço são apresentados na Tabela 2.8.

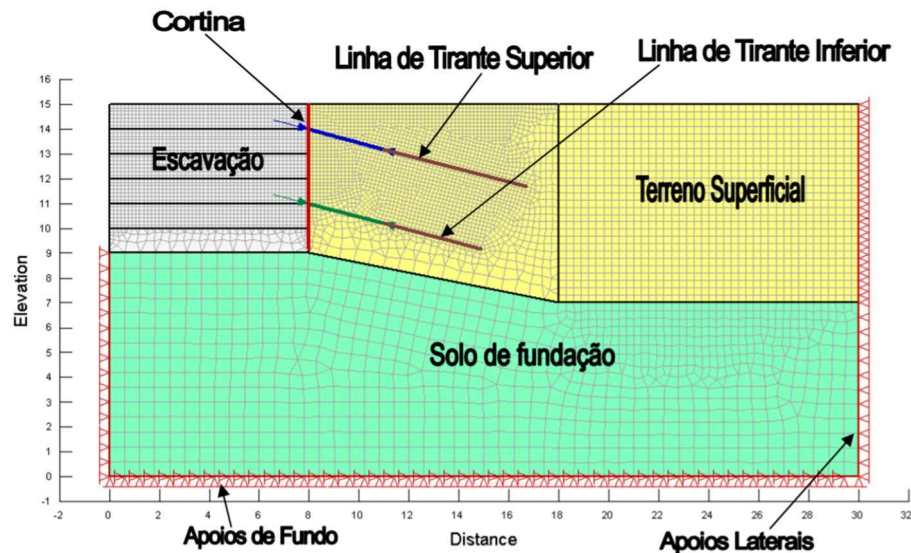


Figura 2.37 – Geometria do modelo numérico

Fonte: Mendes (2010).

O autor ressalta que o uso de ferramentas computacionais no dimensionamento de estruturas de contenção permite a utilização de modelos físicos mais elaborados, avaliar o processo construtivo, avaliar o comportamento do solo, da estrutura e do conjunto solo-estrutura.

O autor concluiu com estas análises, que os momentos fletores máximos obtidos não ocorreram no final da execução da estrutura, mas durante diferentes etapas do processo construtivo. Assim, Mendes (2010) adverte que para o correto dimensionamento da estrutura deve-se observar todo o processo executivo para obtenção da envoltória dos momentos máximos. Concluiu, também, que quanto menor a rigidez da cortina maior a influência das forças aplicadas nos tirantes sobre os diagramas de tensões horizontais.

Tabela 2.7 – Parâmetros geotécnicos dos solos no modelo

Parâmetro	Símbolo	Valor		
		Solo superficial	Solo de Fundação	Material de Interface
Ângulo de Atrito	Φ	30°	35°	20°
Coesão (kN/m ²)	C	0	20	0
Módulo de Young (kN/m ²)	E	10	50	1
Coefficiente de Poisson	ν	0,33	0,33	0,33
Peso Específico Natural (kN/m ³)	γ	18	18	17
Coefficiente de ancoragem	Kf	1,2	-	-

Fonte: Adaptado de Mendes (2010).

Tabela 2.8 – Parâmetros dos tirantes

Parâmetro	Símbolo	Valor
Inclinação	α	15°
Diâmetro do tirante (m)	d	0,03
Área transversal do tirante (m ²)	A	7,068E-4
Módulo de Young (kN/m ²)	E	210
Diâmetro do bulbo (m)	d	0,1
Área transversal do bulbo (m ²)	A	7,854E-3
Módulo de Young do bulbo (GPa)	E	23,8
Momento de inércia do bulbo (m ⁴)	I	4,909E-6
Comprimento do trecho livre (m)	LL	3,11
Comprimento do bulbo	LB	Var
Espaçamento horizontal (m)	-	1
Espaçamento vertical (m)	-	Var

Fonte: Adaptado de Mendes (2010).

More (2003) também avaliou o comportamento de cortinas ancoradas em solo utilizando o programa Plaxis 2D baseado no MEF. Neste trabalho foi analisado o comportamento de uma cortina de concreto armado com 5,10 m de altura, ancorada em solo residual, com profundidade de embutimento de 0,60 m, em forma de L. Foram consideradas duas linhas de tirantes executadas com uma inclinação de 20° em relação à horizontal, carga de protensão de 100 kN por tirante e espaçamento horizontal e vertical de 2 m. A ilustra a geometria do problema bem como a malha de elementos finitos utilizada na análise.

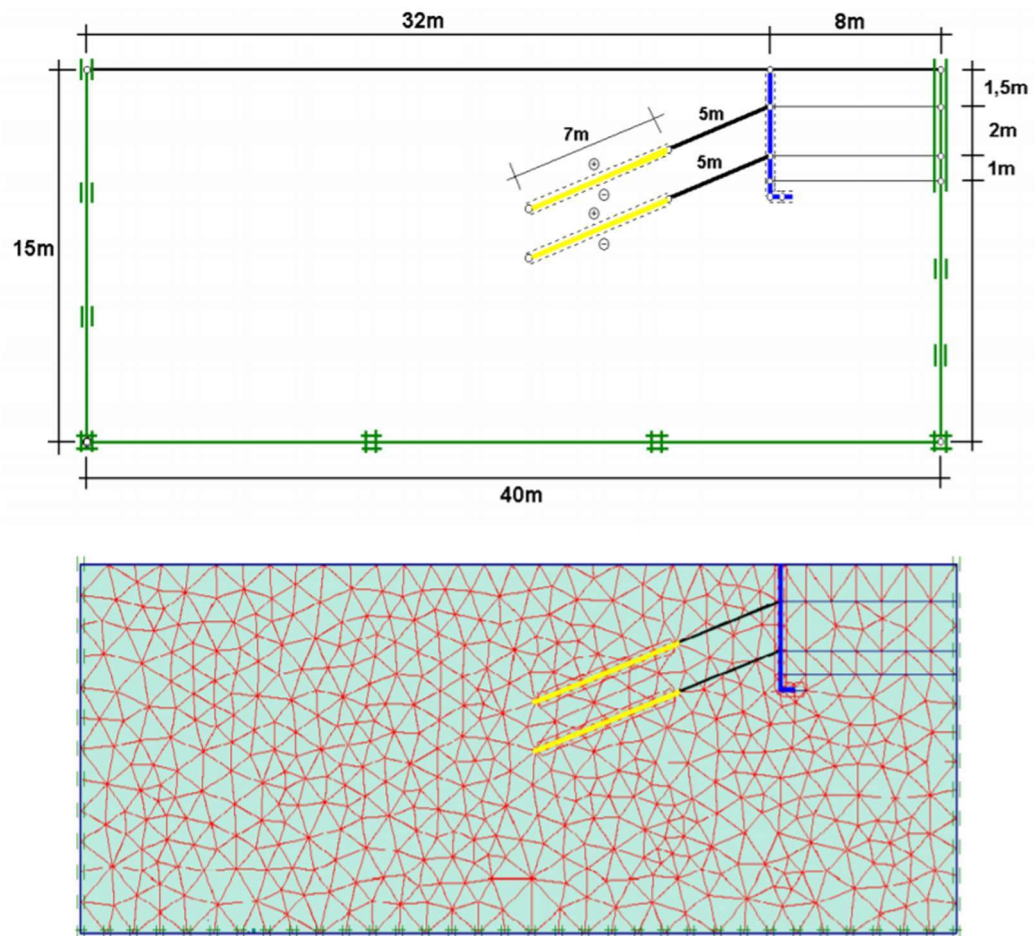


Figura 2.38 – Geometria do problema e malha de elementos finitos triangulares quadráticos com 15 nós
Fonte: More (2003).

Os parâmetros geotécnicos considerados nas análises são apresentados na Tabela 2.9. Foi considerado um fator de redução de resistência nas interfaces solo-cortina $R_{inter} = 0,67$.

Tabela 2.9 – Parâmetros geotécnicos

Solo							
E_{solo} (MPa)	γ_{solo} (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ'	ψ	ν'	K_0	Modelo
55	16	10	29°	7,5°	0,3	0,52	Mohr-Coulomb
Cortina			Tirante				
E_{parede} (GPa)	Espessura (m)	ν	Modelo	$E_{aço}$ (GPa)	E_{bulbo} (GPa)	$\Phi_{aço}$ (mm)	Φ_{furo} (mm)
24	0,20	0,2	Linear elástico	205	21,6	32	100

Fonte: More (2003).

O autor observou que o movimento horizontal da cortina é fortemente influenciado pela instalação dos tirantes. Os deslocamentos horizontais obtidos ao final das etapas de escavação simuladas são ilustrados na Figura 2.39.

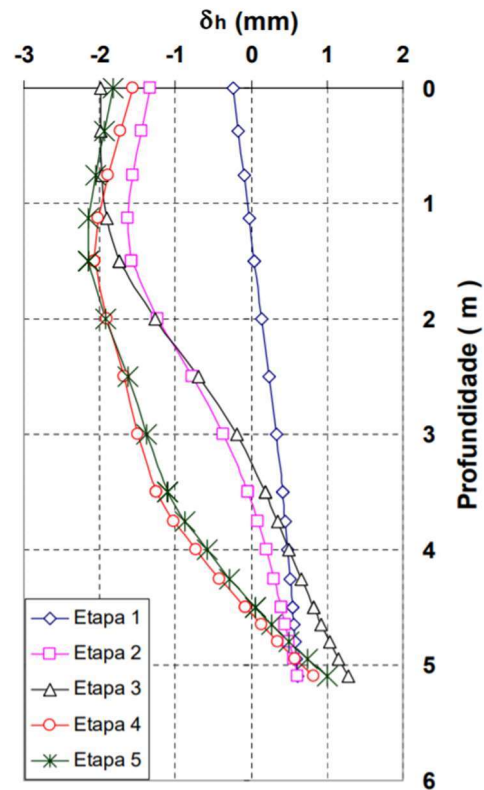


Figura 2.39 – Deslocamentos horizontais da cortina durante o processo de escavação e ancoragem
Fonte: More (2003).

Ao comparar os resultados obtidos pelo MEF com diversos outros métodos analíticos para estimativa da capacidade de carga dos tirantes, o autor conclui que para a correta análise bidimensional de cortinas ancoradas em solo, deve-se levar em consideração:

- 6) Modelagem da cortina, com incorporação de elementos de interface;
- 7) Modelagem da ancoragem, com emprego de elementos de mola, no trecho livre, e elementos planos e de interface, no trecho ancorado;
- 8) Apesar do comportamento da cortina poder ser aproximado pela análise no estado plano de deformação, o comportamento das ancoragens, por gerarem estados tridimensionais de tesões, os resultados são bem menos realistas.

Oliveira (2012) analisou o projeto e construção de um túnel executado em vala à céu aberto, em seções distintas utilizando os programas Excel, Plaxis e SAP2000. Os modelos

criados para as 3 seções analisadas no trabalho são ilustrados na Figura 2.40, Figura 2.41 e Figura 2.42.

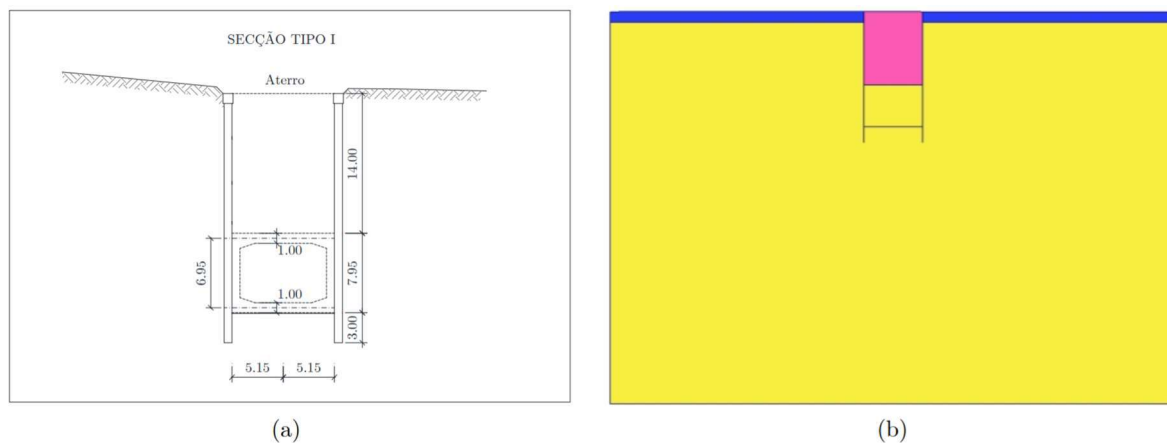


Figura 2.40 – Cortes transversais do modelo 1: (a) corte transversal tipo; (b) modelo estrutural executado no Plaxis
Fonte: Oliveira (2012).

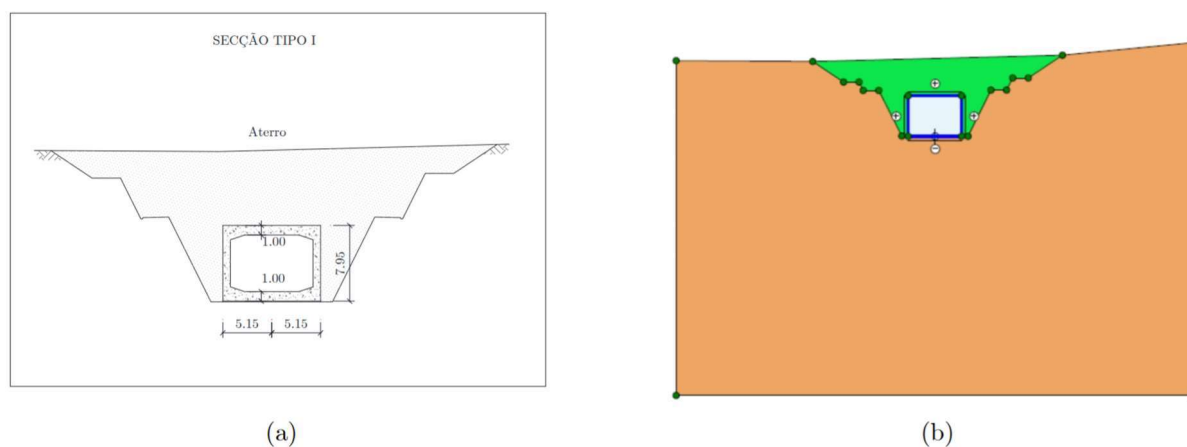


Figura 2.41 – Cortes transversais do modelo 2: (a) corte transversal tipo; (b) modelo estrutural executado no Plaxis
Fonte: Oliveira (2012).

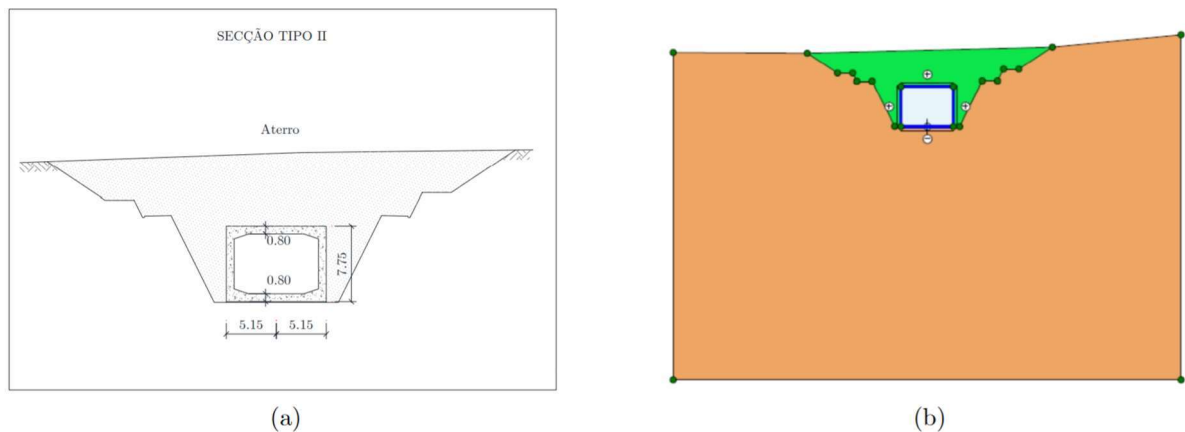


Figura 2.42 – Cortes transversais do modelo 3: (a) corte transversal tipo; (b) modelo estrutural executado no Plaxis
Fonte: Oliveira (2012).

Os parâmetros geotécnicos adotados pelo autor são apresentados na Tabela 2.10. O modelo utilizado é o modelo constitutivo elasto-plástico de Mohr-Coulomb. O fator redução da resistência nas interfaces, R_{inter} , adotados nos elementos de interface são apresentados na Tabela 2.11.

Tabela 2.10 – Parâmetros geotécnicos do solo utilizados nos modelos

Material	Peso específico, γ (kN/m ³)	Módulo de Young, E (kN/m ²)	Coesão, c_{ref} (kN/m ²)	Ângulo de atrito interno, Φ	Coefficiente de Poisson, ν_y
Camada Superficial	18	40 000	10	28	0,3
Formação de Benfica	22	160 000	50	30	0,3
Aterro Sobre a Estrutura	22	120 000	40	30	0,3

Fonte: Adaptado de Oliveira (2012).

Tabela 2.11 – Fatores de redução da resistência nas interfaces, R_{inter}

Interfaces entre os seguintes materiais	Valor	
	Mínimo	Máximo
Concreto/Areias	0,80	1,00
Concreto/Argilas	0,70	1,00

Fonte: Adaptado de Oliveira (2012).

Por meio do Plaxis, o autor pôde obter os estados de tensão e a as deformações para cada uma das seções analisadas. A Figura 2.43 ilustra os resultados obtidos para uma das seções analisadas.

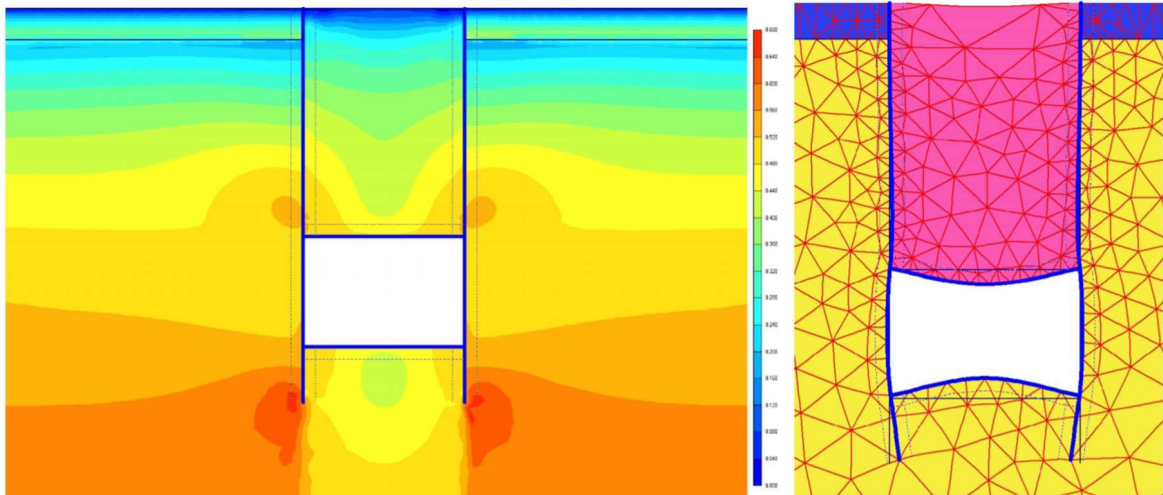


Figura 2.43 – Modelo 1 – Estado de tensão do maciço na envolvente da estrutura (à esquerda), malha de elementos finitos deformada modelada no Plaxis (à direita)
 Fonte: Adaptado de Oliveira (2012).

Oliveira (2012) verificou que, ao comparar os resultados das deformadas obtidos pelo programa Plaxis com o os resultados do SAP2000, as deformadas originadas pelos carregamentos permanentes em ambos os programas eram semelhantes, conforme ilustra a Figura 2.44.

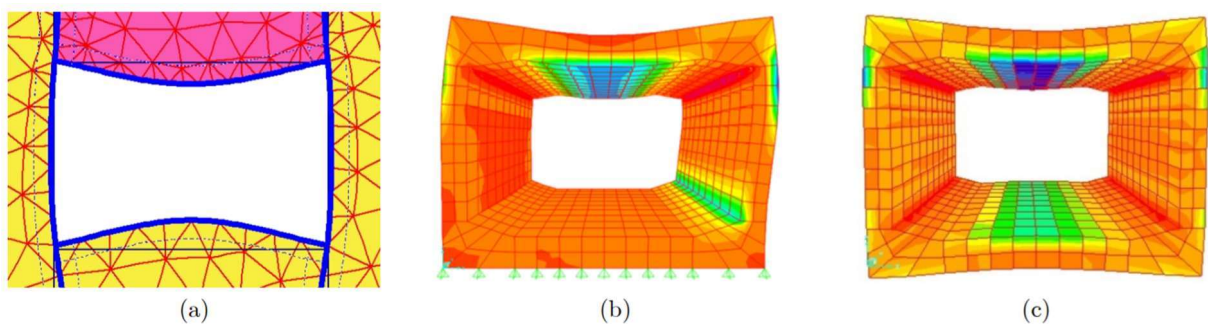


Figura 2.44 – Deformada do Modelo 1: (a) Plaxis; (b) SAP2000 com base engastada; (b) SAP2000 com molas
 Fonte: Oliveira (2012).

Godinho (2009) estudou as metodologias de dimensionamento de estruturas de contenção flexíveis e propôs uma metodologia alternativa para cortinas autoportantes. O autor realizou um estudo paramétrico no programa Plaxis 2D de duas cortinas, uma autoportante e outra mono-apoiada. Os modelos propostos para a cortina mono-apoiada são ilustrados na

Figura 2.45 e os parâmetros dos solos adotados para os modelos são apresentados na Tabela 2.10..

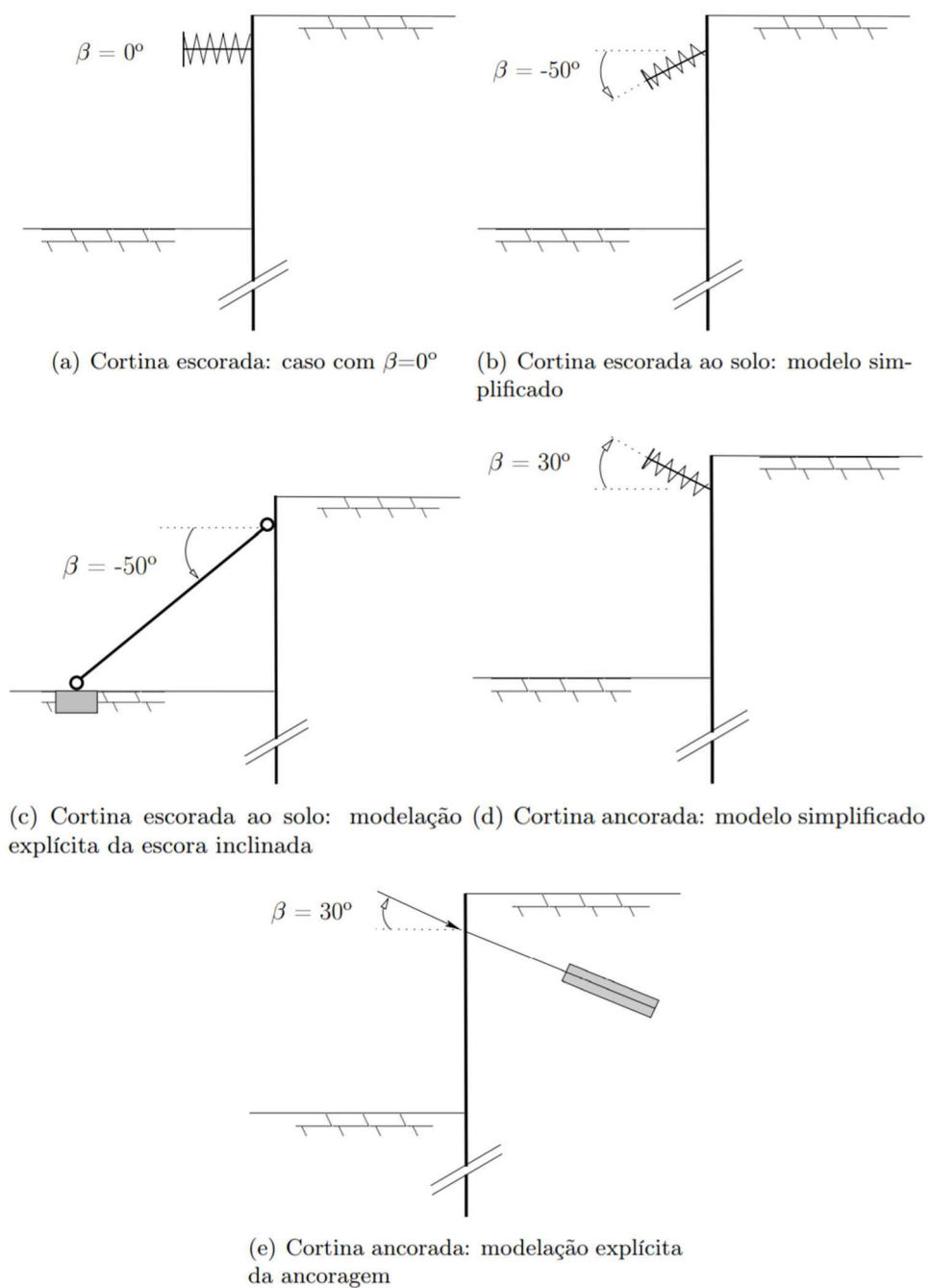


Figura 2.45 – Modelos desenvolvidos para o estudo paramétrico
Fonte: Godinho (2009).

Figura 2.46 – Parâmetros dos solos modelados

Parâmetros	Solo 1	Solo 2
Φ' (°)	41	32
c'	0	0
Ψ (°)	8	2
M	0,5	0,5
k_0	0,344	0,470
γ (kN/m ³)	20	18
γ' (kN/m ³)	11	9
E_{50}^{ref} (kPa)	9E4	2,5E4
E_{oed}^{ref} (kPa)	9E4	2,5E4
E_{ur}^{ref} (kPa)	2,7E5	7,5E4
R_{ef}	0,90	0,90

Fonte: Adaptado de Godinho (2009).

A malha de elementos finitos foi constituída por elementos de 15 nós, com elementos de juntas de 10 nós, num estado plano de deformação. O modelo adotado para o solo foi *Hardening-Soil* e para o aço e concreto foram admitidos comportamento elástico-linear.

O autor concluiu com as análises que para o caso das cortinas autoportantes, as pressões de terra do lado ativo e passivo foram completamente mobilizadas. No entanto, A redução das pressões passivas não é acompanhada de uma redução no ângulo de atrito solo-estrutura mobilizado. Já para as cortinas mono-apoiadas, foi verificado uma mobilização significativa das pressões passivas do solo, mas praticamente não há redução da mobilização das pressões ativas.

Medeiros (2005) analisou estruturas de contenção em balanço e grampeadas com estacas justapostas assentes em solo poroso utilizando o programa GEO-MEF, baseado no MEF. O autor analisou 3 obras localizadas em Brasília, DF, cujos parâmetros do solo utilizados são apresentados na Tabela 2.12.

Tabela 2.12 – Parâmetros do solo utilizados

Parâmetro	Obra 1	Obra 2	Obra 3
Ângulo de atrito	25°	27°	27°
Altura de escavação (m)	4	12,17	12,50
Coessão (kPa)	10	10-15	10
Peso específico do solo (kN/m ³)	17	16	16
Diâmetro da estaca (cm)	40	50	50
E_{estaca} (MPa)	30 000	25 000	25 000
F_{ck} (MPa)	20	-	-

Fonte: Adaptado de Medeiros (2005).

As obras foram instrumentadas e os deslocamentos do topo das estacas foram acompanhados semanalmente durante o período de escavação, instalação dos grampos e concretagem da viga de ancoragem. No programa GEO-MEF foram feitas análises utilizando os modelos de Mohr-Coulomb (MC), Drucker-Prager (DP) e Mohr-Coulomb Modificado (MCM) e os valores de deslocamento de topo das análises numéricas foram comparadas com os valores medidos. A Figura 2.47 ilustra os resultados dos deslocamentos obtidos para o trecho 01, umas para uma das obras analisadas.

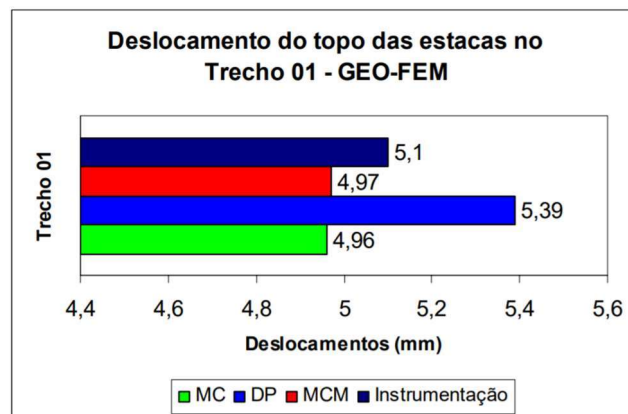


Figura 2.47 – Resultados dos deslocamentos do topo das estacas obtidos para o trecho 01
Fonte: Medeiros (2005).

Com base nos resultados obtidos pôde-se concluir que é possível simular os processos construtivos de obras de estrutura de contenção em balanço e grampeadas utilizando o programa GEO-MEF. Ademais, verificou-se que todos os modelos implementados no programa apresentam comportamentos semelhantes, mas o autor salienta que:

- O modelo de Drucker-Prager apresentou maiores deslocamentos do topo das contenções e das linhas de grampos;
- O modelo de Mohr-Coulomb é o modelo mais adequado para simular uma obra de estrutura de contenção. O autor justifica que esta consideração está baseada no fato de que o modelo é o mais utilizado na mecânica dos solos, representa bem o comportamento do solo e requer menor tempo computacional em relação aos modelos de DP e MCM.

Já Silva & Gomes (2016) avaliaram a influência da rigidez do parâmetro face e a variação da inclinação dos tirantes no comportamento e estabilidade da estrutura de contenção em cortina atirantada com estacas espaçadas utilizando o programa GEOSTUDIO 2007.

Foi analisada uma seção hipotética com diferentes alturas verticais cujo solo foi constituído pelos parâmetros apresentados na Tabela 2.13. O solo é caracterizado por um silte arenoso (solo residual) com N_{SPT} médio igual a 11.

Tabela 2.13 – Parâmetros geotécnicos do solo

Parâmetro	Valor
Ângulo de atrito efetivo, Φ'	30°
Coesão efetiva, c' (kPa)	25
Módulo de Young, E (MPa)	15
Coefficiente de Poisson, ν	0,33
Peso específico, γ (kN/m ³)	19

Fonte: Adaptado de Silva & Gomes (2016).

Os autores concluíram que o faceamento contribui com a estabilização da massa ancorada reduzindo instabilidades durante as escavações. Além disso, a rigidez da face influencia nas movimentações e mobilização dos esforços no paramento. Isso significa que quanto maior a rigidez, menor a deslocabilidade da estrutura e maiores são os esforços internos solicitantes. Os autores ainda salientam que as inclinações dos tirantes devem estar compreendidas no intervalo de 10° a 30° com relação à horizontal, salvo em casos de desvios de obstáculos ou para garantir a ancoragem no terço resistente onde pode-se adotar inclinações superiores, conforme ilustrado na Figura 2.48.

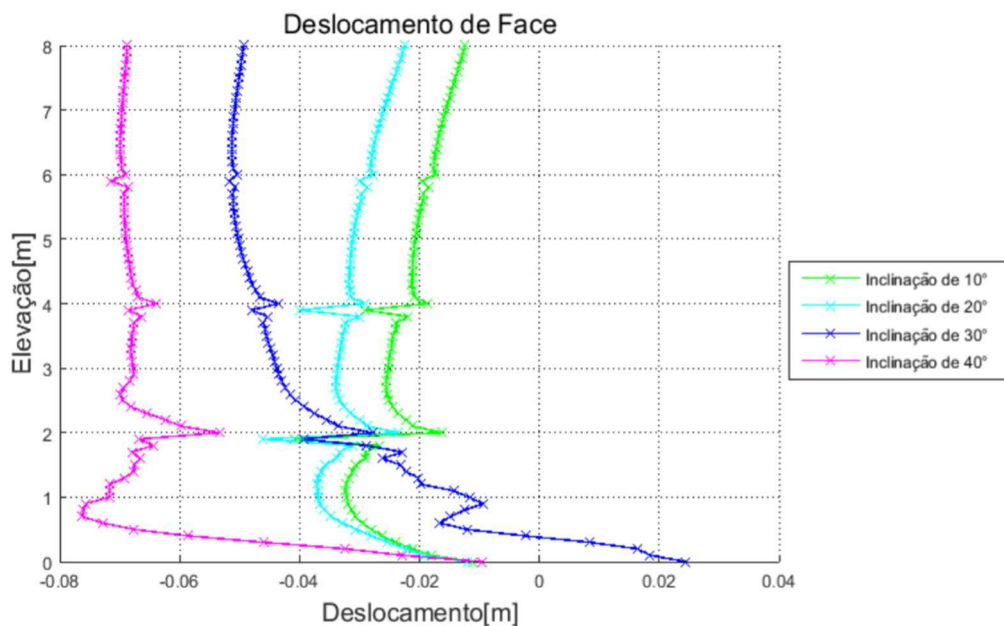


Figura 2.48 – Deslocamentos da face para diferentes inclinações dos tirantes para o talude tipo de 8 m
Fonte: Silva & Gomes (2016).

2.5 MODELOS DE PREVISÃO

2.5.1 Técnicas de modelagem do sistema túnel-macizo geotécnico

Acredita-se que forças dinâmicas surgem do contato entre as rodas e trilhos no tráfego de trens devido às irregularidades superficiais tanto nos próprios trilhos, quanto nas rodas (Figura 2.49), assim como irregularidades na estrutura da via (SUHAIRY, 2000).

Já Dawn e Stanworth (1979) argumentam que mesmo na ausência de imperfeições ou irregularidades no veículo ou via, o deslocamento do trem causará vibração no maciço de solo.

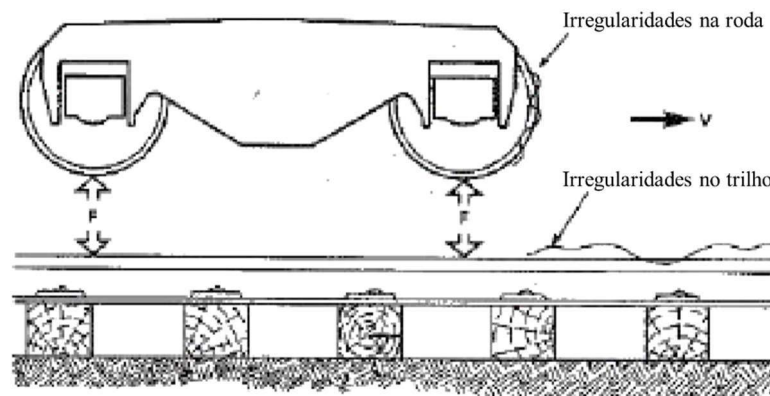


Figura 2.49 – Interação veículo-via
Fonte: Adaptado de Suhairy (2000).

A velocidade de resposta do trilho, V_R , é proporcional às impedâncias da roda $Z_W(W)$ e do trilho $Z_R(W)$ segundo a equação (2.28).

$$V_R = \frac{Z_W(W)}{Z_W(W) + Z_R(W)} \quad (2.28)$$

As impedâncias Z_W e Z_R para um veículo típico operando em uma ferrovia típica podem ser observadas na Figura 2.50.

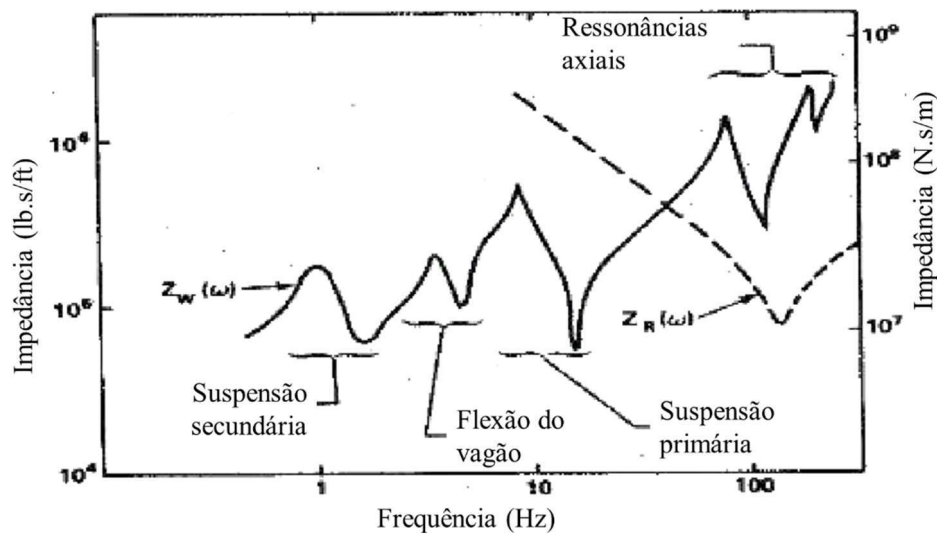


Figura 2.50 – Z_W e Z_R para um veículo típico em uma ferrovia típica
Fonte: Adaptado de Suhairy (2000).

Suhairy (2000) afirma que vibrações inferiores à 10 Hz são desprezíveis e estão associadas ao sistema de suspensão secundária (entre a superestrutura e o estrado do vagão). O autor ainda observa que para frequências inferiores à 5 Hz, Z_W é muito menor que Z_R e, portanto, a ferrovia não responde à vibração.

Contudo, entre 10 e 30 Hz a ressonância da suspensão primária apresenta efeito significativo na vibração do solo. Isto é verificado uma vez que para a frequência de 30 Hz, $Z_R \gg Z_W$ e, conseqüentemente, V_R será dado pela equação (2.29) (SUHAIRY, 2000).

$$V_R = \frac{Z_W(W)}{Z_R(W)} \quad (2.29)$$

Assim, é possível constatar que um aumento em Z_W resultará em aumento na vibração do solo, como fora observado em medições de campo (SUHAIRY, 2000).

Para frequências de aproximadamente 40 Hz as impedâncias Z_R e Z_W são iguais em módulo. Devido ao comportamento de mola de Z_R e de massa de Z_W , as impedâncias apresentam sinais opostos e o denominador na equação (2.28) é aproximadamente nulo. Isto gerará uma amplificação da vibração no solo devido ao fenômeno de ressonância entre a massa rígida e a fundação da via (SUHAIRY, 2000).

Acima de 50 Hz, Suhairy (2000) observa que $Z_W \gg Z_R$ a resposta do trilho e a vibração do solo são independentes tanto da roda quanto da impedância do trilho.

A transmissão da vibração no solo devido ao tráfego de trens é um problema complexo e depende de diversos fatores. Hall (2003) separa o processo de transmissão em diversos estágios, conforme ilustra a Figura 2.51.

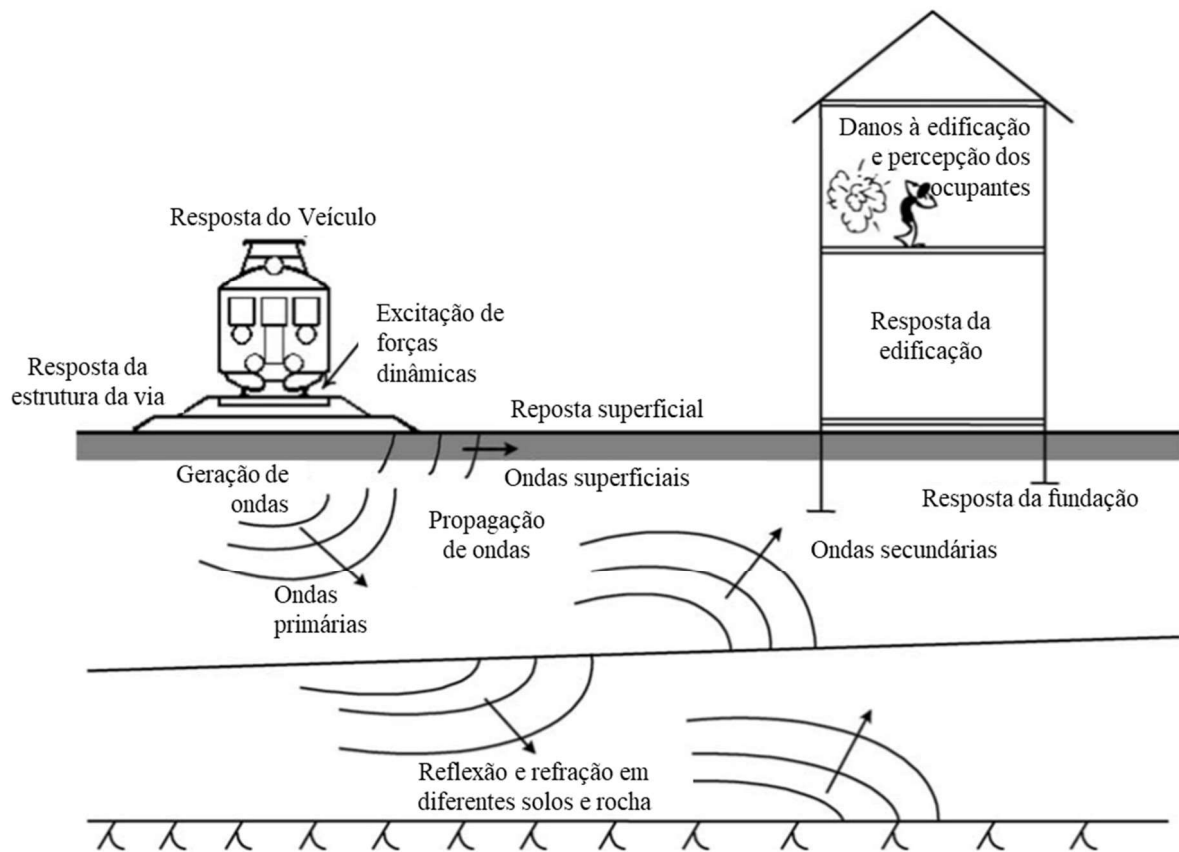


Figura 2.51 – Processo de transmissão da vibração no solo induzidas pelo tráfego de trens
Fonte: Adaptado de Hall (2003).

O primeiro estágio é a fonte geradora da vibração, que dependerá da interação da estrutura da via (trilhos, dormentes, lastro e capacidade de suporte do solo de fundação, elementos de ligação e de fixação dos trilhos) e do trem. A passagem dos veículos causa movimentações na via (Figura 2.52) que, por sua vez, geram ondas que se propagam no solo circundante. Diversos tipos de ondas são gerados e cada tipo apresenta características próprias e dependem de parâmetros próprios (HALL, 2003). O autor ainda apresenta os fatores que influenciam nas vibrações induzidas pelo tráfego de trens (Quadro 2.1).

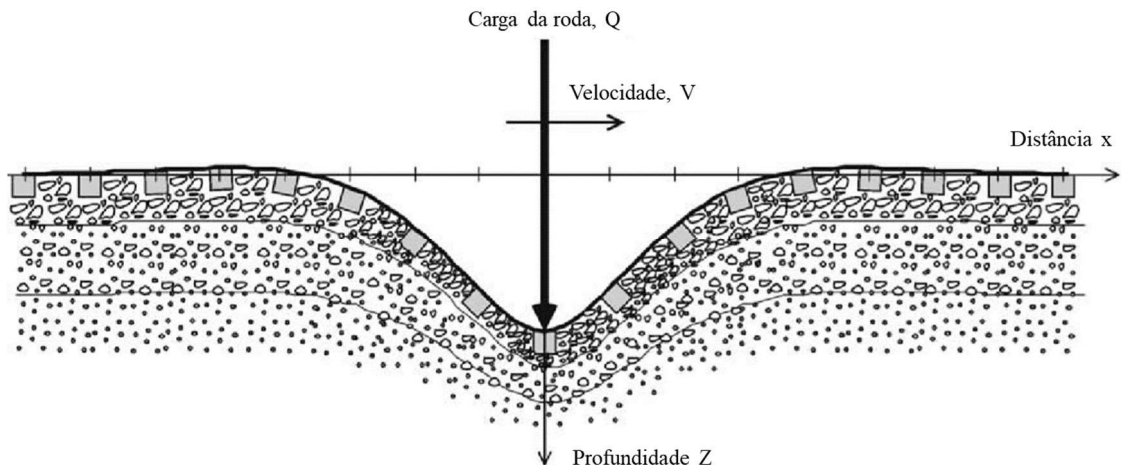


Figura 2.52 – Deformação da estrutura da via devido à passagem da carga da roda
Fonte: Adaptado de Hall (2003).

Hall (2003) ainda observou que o tráfego de trens à uma velocidade inferior ao da propagação no solo, gera ondas perpendiculares ao carregamento e para velocidades superiores ao da propagação das ondas S e de Rayleigh, as ondas apresentaram um comportamento parecido com um “arado” acompanhando o movimento das cargas. Por fim, ainda conclui que as ondas Rayleigh são predominantes fora do lastro ferroviário.

Dawn e Stanworth (1979) complementam que os efeitos causados pelo tráfego de trens mais rápidos que da vibração no maciço podem ser severos nas edificações vizinhas.

Quadro 2.1 – Diferentes fatores que influenciam no nível e características das vibrações induzidas pelo tráfego de trens

Ondas induzidas pela resposta da estrutura da via	<ul style="list-style-type: none"> • Carga por eixo • Espaçamento entre os eixos • Velocidade do trem
Fonte da vibração na interface roda-via	<ul style="list-style-type: none"> • Movimentação irregular do veículo (balanço transversal, balanço longitudinal, inclinação) • Propriedades dinâmicas dos vagões • Defeitos nas rodas (excentricidade, desbalanceamento, amassados) • Desalinhamento dos motores • Aceleração e desaceleração do trem
Descontinuidade na pista	<ul style="list-style-type: none"> • Defeitos nos trilhos (mal nivelamento, ondulações) • Espaçamento e juntas nos trilhos • Aparelhos de mudança de via • Curvas e superelevações
Variação dos apoios	<ul style="list-style-type: none"> • Geometria, rigidez e espaçamentos dos dormentes • Geometria, rigidez e heterogeneidade do lastro • Rigidez e geometria da superfície do solo

Fonte: Adaptado de Hall (2003).

Uma proposta simplificada para a análise do sistema túnel-macício-estrutura é proposta por Franza et al. (2017). Nesta abordagem, a interação túnel-estaca-estrutura é investigada por um Método de Análise em Dois Estágios baseados na solução de Winkler (Two-Stage Análises Mecho - TSAM) onde o enfoque principal é a determinação dos deslocamentos resultantes do processo de escavação do túnel que podem ser correlacionados com os possíveis danos à estrutura.

Os autores ainda trazem duas abordagens para a determinação da Interação Túnel-Estaca-Estrutura (Tunnel-pile-structure interaction – TPSI). A primeira, denominada Método Geral (TPSI-G), baseada em um grupo de estacas deformáveis, e um Método Simplificado (TPSI-S), baseado na hipótese de estacas isoladas rígidas (Figura 2.53).

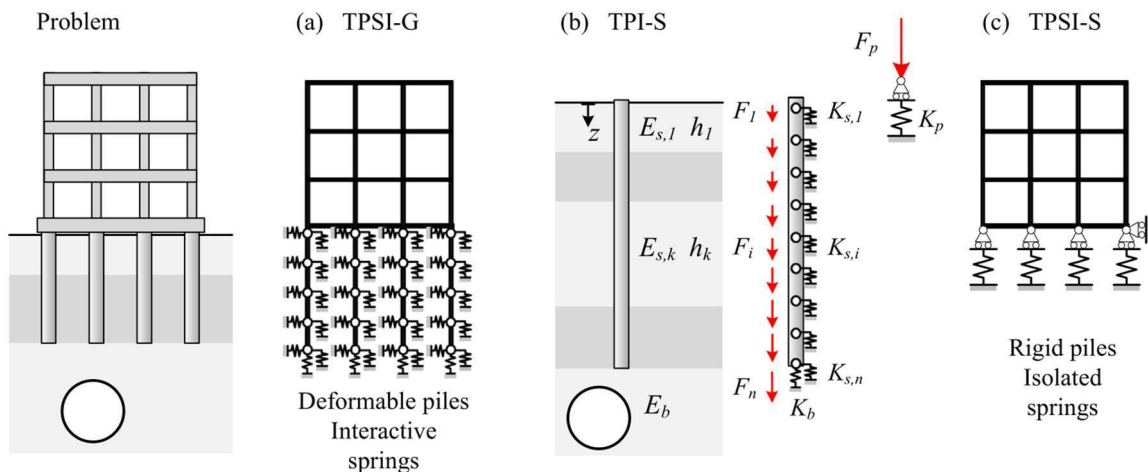


Figura 2.53 – Modelo de Winkler para Interação Túnel-Estaca-Estrutura (TPSI): (a) Estacas deformáveis (TPSI-G); (b) Uma única estaca rígida (TPSI-S); (c) Estacas rígidas isoladas (TPSI-S)
Fonte: Souza e Reis (2008).

Em ambos os métodos a análise é limitada para duas situações estruturais, onde a estrutura é analisada como um pórtico elástico ou como um único pilar equivalente. Nas situações as estruturas são apoiadas em fundações compostas por estacas circulares uniformemente espaçadas inseridas verticalmente em meio elástico e homogêneo. O plano da estrutura deve ser perpendicular ao eixo do túnel e não deve ter contato com a superfície do terreno. Nestas abordagens o peso-próprio da estrutura é desconsiderado.

Pode-se notar que a interação solo-estaca é modelado por uso de molas verticais e horizontais distribuídas ao longo de todo o comprimento da estaca e apresentam comportamento linear. A determinação das constantes das molas pode ser feita através de diversas maneiras.

Souza e Reis (2008) apresentam uma coletânea de proposições consolidadas para o solo brasileiro, por meio de correlações matemáticas com o N_{SPT} e/ou ensaios de placa.

Ribes-Llario *et al.* (2017) avaliaram os efeitos da vibração induzida pelo tráfego de trens em uma ferrovia através de um modelo via-solo-edificação (Figura 2.54) composto por uma malha de hexaedros cujas dimensões dependiam do comprimento máximo de onda, e as dimensões mínimas dos elementos geométricos da via. Para cada elemento da malha, a equação (2.30) foi resolvida.

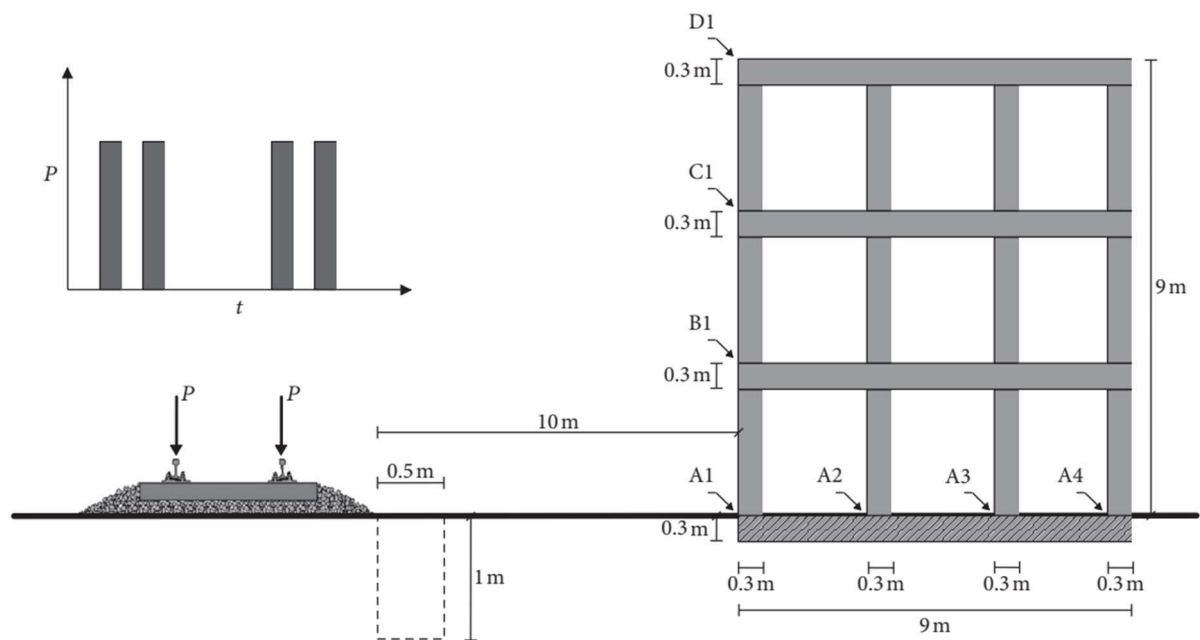


Figura 2.54 – Esquema da configuração via-solo-edificação e carga aplicada
Fonte: Ribes-Llario *et al.* (2017).

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (2.30)$$

em que: M , C e K são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez, respectivamente;
 \ddot{u} , \dot{u} e u são os vetores de aceleração, velocidade e deslocamento, respectivamente;
 $F(t)$ é o vetor de forças externas, que introduz ao modelo a influência do veículo na via.

Para reduzir a complexidade do modelo, o solo foi considerado homogêneo com apenas uma camada e seu comportamento é considerado elástico-linear. Ribes-Llario *et al.* (2017) justificam estas simplificações segundo observações e medições de campo que comprovam que os deslocamentos ficam limitados à região elástica do diagrama tensão-deformação. As

propriedades mecânicas do modelo elástico-linear proposto pelos autores é apresentado na Tabela 2.14.

Tabela 2.14 – Propriedades mecânicas dos materiais

	E (MPa)	ν (-)	ρ (kg/m ³)
Trilho	210 000	0,3	7 500
Placa de apoio	150	0,45	900
Dormente	27 000	0,25	2 400
Lastro*	100	0,2	1 900
Solo*	150	0,3	2 000
Fundações	100	0,3	2 000

*Parâmetros sujeitos à calibração

Fonte: Ribes-Llario *et al.* (2017)

A matriz de amortecimento $[C]$ pode ser obtida aplicando-se a teoria de amortecimento de Rayleigh utilizando a equação (2.31).

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (2.31)$$

em que: α e β são coeficientes de Rayleigh.

O coeficiente α determina a influência da massa no amortecimento do sistema. Quanto maior o valor de α , maior será o amortecimento de frequências baixas. Já o coeficiente β é o parâmetro que determina a influência da rigidez no amortecimento do sistema. Quanto maior o valor de β , maior será o amortecimento de frequências altas (BRINKGREVE; ZAMPICH; RAGI MANOJ, 2019).

Outro parâmetro muito utilizado na análise de estrutura é a taxa de amortecimento, ξ . Conforme ilustrado na Figura 2.55, para valores de taxa de amortecimento inferiores à 1, há um comportamento sub-amortecido para um sistema com um grau de liberdade. Para taxa de amortecimento igual à 1, o sistema é criticamente amortecido e para valores superiores diz-se que o sistema é superamortecido.

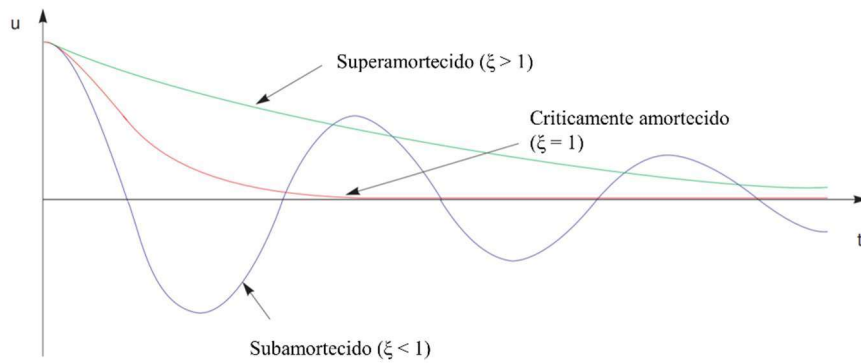


Figura 2.55 – Influência da taxa de amortecimento em um sistema com um grau de liberdade
 Fonte: Adaptado de Brinkgreve & Zampich & Ragi Manoj (2019).

No caso de estruturas com rigidez elevada, ou seja, frequências modais naturais elevadas, os termos c_i da matriz identidade de amortecimento pode ser obtidos pela equação (2.32).

$$c_i = \frac{2\omega_i^2 \beta}{2} \quad (2.32)$$

em que: ω_i é a frequência modal natural “i” do sistema.

Desta forma, não há contribuição da massa para o amortecimento e a matriz de amortecimento pode ser escrita conforme apresentado na equação (2.33).

$$[C] = \beta[K] \quad (2.33)$$

Em suas análises de 2 túneis circulares gêmeos, Di et al. (2018) utilizaram vigas de Euler-Bernoulli para simular o comportamento dos dormentes e trilhos das vias. Os lastros e suportes dos dormentes foram considerados como molas formando um suporte contínuo ao longo do comprimento do túnel, conforme pode ser observado na Figura 2.56. Além disso, o veículo foi simulado como um sistema de diversos corpos e apenas a vibração vertical foi considerada.

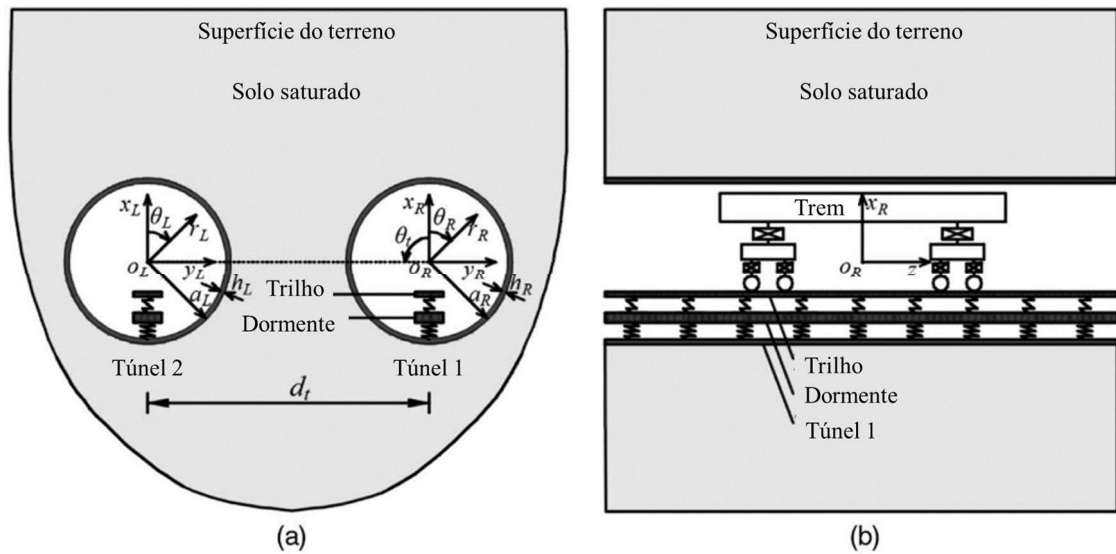


Figura 2.56 – Simulação do sistema trem-via-túnel-solo
Fonte: Adaptado de Di *et al.* (2018)

A transformada de Fourier pode ser utilizada para obter os domínios de frequência e número de onda em relação ao tempo t e a coordenada z . As equações da transformada de Fourier são expressas pelas equações (2.34), (2.35), (2.36) e (2.37).

$$\hat{f}(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t)e^{-i\omega t} dt \quad (2.34)$$

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \hat{f}(\omega)e^{i\omega t} d\omega \quad (2.35)$$

$$\tilde{f}(k_z) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(z)e^{-ik_z z} dz \quad (2.36)$$

$$f(z) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \tilde{f}(k_z)e^{ik_z z} dk_z \quad (2.37)$$

em que: ω é a frequência angular;

k_z é o número de onda longitudinal;

Os símbolos $\hat{}$ e $\tilde{}$ representam as variáveis nos domínios da frequência e número de onda longitudinal.

Alves Costa *et al.* (2012) utilizaram um modelo 2.5D MEF-MEC para avaliar a resposta dinâmica da via-solo devido ao tráfego de trens implementado no MATLAB. Neste estudo, afirmam que apesar do modelo ter apresentado bons resultados em prever a resposta dos trilhos durante a passagem do trem, um modelo de amortecimento do solo mais sofisticado é necessário para previsões mais assertivas da propagação da vibração no solo.

Ribes-Llario *et al.* (2017) avaliaram a geração e transmissão de vibrações induzidas pelo tráfego de trens utilizando um modelo numérico tridimensional. O modelo desenvolvido consiste em 2 submodelos: um para reproduzir os sistemas compostos pelo sistema de veículo multicorpo e outro modelo para o sistema via-solo-edificação.

O veículo multicorpo foi reduzido à um único vagão com dois truques, 4 eixos que foi modelado como um sistema tridimensional (RIBES-LLARIO et al., 2017). A equação de deslocamento do veículo é dada pela equação (2.38).

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} \overline{M}_c & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \overline{M}_b & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \overline{M}_\omega & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_c \\ \ddot{x}_b \\ \ddot{x}_\omega \\ \ddot{u}_c \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \overline{c}_2 & -\overline{c}_2 & 0 & 0 \\ -\overline{c}_2 & \overline{c}_1 + \overline{c}_2 & -\overline{c}_1 & 0 \\ 0 & -\overline{c}_1 & \overline{c}_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_c \\ \dot{x}_b \\ \dot{x}_\omega \\ \dot{u}_c \end{Bmatrix} \\ + \begin{bmatrix} \overline{k}_2 & -\overline{k}_2 & 0 & 0 \\ -\overline{k}_2 & \overline{k}_1 + \overline{k}_2 & -\overline{k}_1 & 0 \\ 0 & -\overline{k}_1 & \overline{k}_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_c \\ x_b \\ x_\omega \\ u_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \overline{M}_c \\ \overline{M}_b \\ \overline{M}_\omega \\ 0 \end{Bmatrix} g + \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ F_c \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (2.38)$$

em que: \ddot{x}_i , \dot{x}_i e x_i representam a aceleração, velocidades e deslocamentos dos elementos denotados pelos subscritos (c – vagão; b – truque; ou ω – massas não suspensas, eixos montados, por exemplo);

M_c , M_b e M_ω são as massas totais de cada componente ($\overline{M}_c = \frac{M_c}{4}$; $\overline{M}_b = \frac{M_b}{2}$; $\overline{M}_\omega = M_\omega$);

k_i e c_i são a rigidez e amortecimento das suspensões primárias ($i = 1$) e secundária ($i = 2$);

g é a aceleração gravitacional;

F_c representa a força de contato roda-trilho;

u_c é o vetor de deslocamento do trilho.

Ribes-Llario *et al.* (2017) ainda consideraram as superfícies da roda e trilho perfeitamente lisos e o contato entre esses dois elementos foram modelados simulando uma

mola de Hertz. Um algoritmo de penalidade ainda foi utilizado para permitir o escorregamento relativo e perda de contato entre os elementos.

A teoria de Hertz é aplicada para avaliar o contato normal não-linear entre roda-trilho, ou seja, quando a ligação dos eixos montados e trilhos não é perfeitamente rígida e há um deslocamento relativo e interação baseados na teoria do contato (ANTOLÍN et al., 2013).

Lopes *et al.* (2014) propuseram uma abordagem 2.5D com MEF-PML (*Perfectly Matched Layers*). Neste tipo de formulação mista admite-se que não há alteração na configuração da seção transversal e esta é repetida ao longo de todo o comprimento, conforme ilustra a Figura 2.57. O PML é uma camada que respeita dois requisitos principais: não é reflexiva e é absorvente.

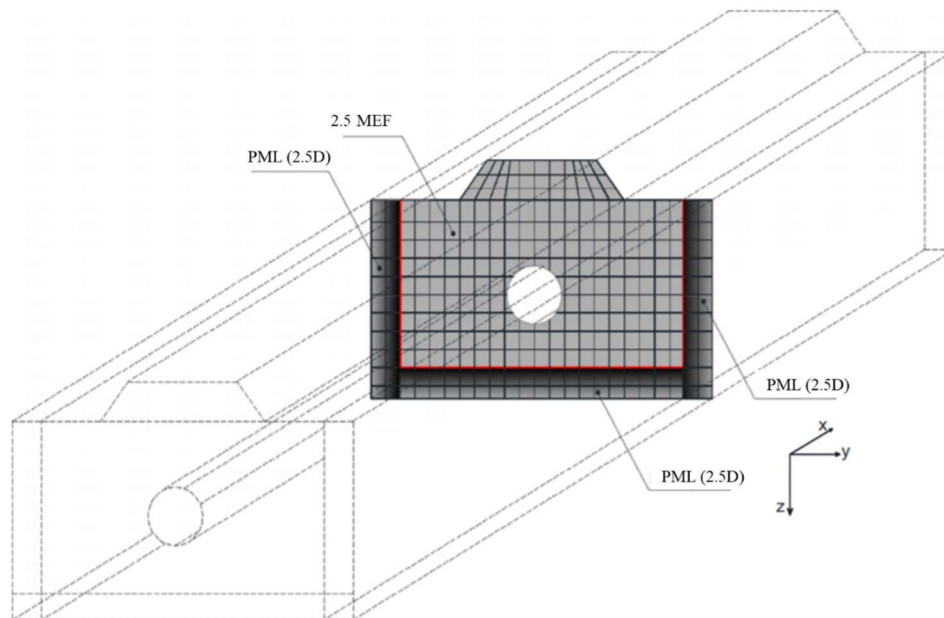


Figura 2.57 – Estrutura infinita e constante em uma direção
Fonte: LOPES *et al.* (2014)

As camadas externas formadas pelos PML's e condições de contorno de Dirichlet são aplicadas às bordas externas destas camadas. Assim, estas camadas podem absorver e refletir as ondas de forma atenuada, conforme ilustra a Figura 2.58.

2.5.2 Propagação de ondas elásticas e interação dinâmica do sistema via-túnel-macizo

2.5.2.1 Propagação de ondas elásticas

Para a correta modelagem das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário subterrâneo o entendimento da propagação de ondas em meios elásticos é fundamental. Estas ondas podem ser agrupadas de acordo com as condições de fronteira do meio de propagação em:

- Ondas Volumétricas: que se propagam no interior do maciço, podendo ser classificadas em ondas P ou de compressão e ondas S ou de corte;
- Ondas Superficiais: que se propagam na superfície do terreno, denominadas ondas de Rayleigh ou ondas R.

As ondas P, ou de compressão, ou ainda denominadas ondas primárias, propagam-se em qualquer direção do meio a uma velocidade C_p . Neste tipo de ondas as partículas se movimentam somente na direção da propagação e as deformações induzidas são puramente volumétricas, conforme ilustra a Figura 2.60.

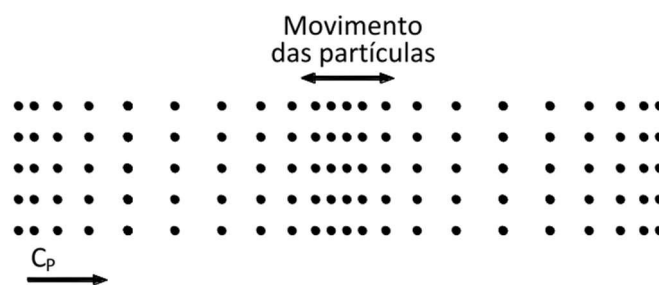


Figura 2.60 – Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas P a uma velocidade C_p
Fonte: (LOPES, 2015).

Apesar das ondas S, ou distorcionais, também serem classificadas como volumétricas e se propagarem em qualquer direção do meio, estas implicam deformação a volume constante, ou seja, provocam movimentos transversais à direção de propagação das ondas à uma velocidade C_s , conforme ilustra a Figura 2.61.

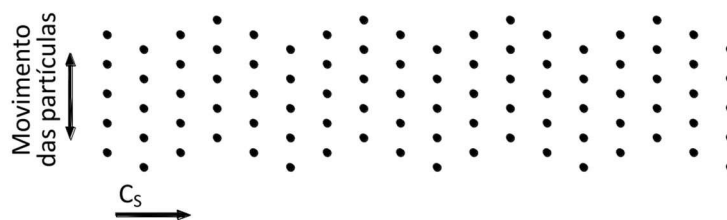


Figura 2.61 – Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas S à uma velocidade C_s
Fonte: (LOPES, 2015).

As ondas volumétricas, ondas P e S, são denominadas ondas não dispersivas, ou seja, suas velocidades de propagação em meios elásticos contínuos, C_P e C_S , respectivamente, não dependem da frequência de excitação, velocidades que podem ser obtidas pelas equações (2.39) e (2.40).

$$C_P = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (2.39)$$

$$C_S = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (2.40)$$

em que: ρ é a massa específica do meio (kg/m^3);

λ e μ são as constantes de Lamé, definidas pelas equações (2.41) e (2.42) e dependem do módulo de Young (E) e do coeficiente de Poisson (ν).

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (2.41)$$

$$\mu = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.42)$$

As velocidades de propagação das ondas P e S podem ser relacionadas em função do coeficiente de Poisson pela equação (2.43).

$$\frac{C_S}{C_P} = \sqrt{\frac{(1 - 2\nu)}{(2 - 2\nu)}} \quad (2.43)$$

Já as ondas R, ou de Rayleigh, propagam-se apenas na superfície do meio e sua influência na amplitude dos deslocamentos decresce exponencialmente com o aumento da profundidade. Segundo Lopes (2015), para profundidades de aproximadamente 1,5 vezes o comprimento de onda a amplitude dos deslocamentos pode ser negligenciado. No que tange o campo de deformação provocado pela propagação das ondas R, o movimento das partículas é caracterizado por componentes volumétricas e distorcional, conforme ilustra a Figura 2.62.

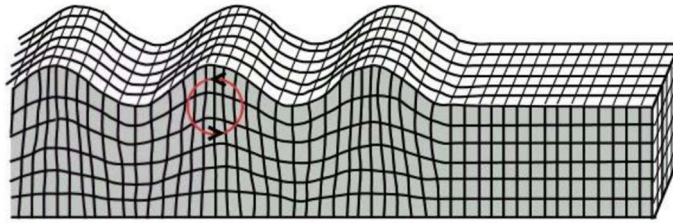


Figura 2.62 – Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas R
Fonte: Franza *et al.* (2017).

As ondas R, apesar de muito mais lentas que as demais, carrega a maior parte da energia da vibração à distâncias relativamente grandes do ponto de origem (DAWN; STANWORTH, 1979).

A velocidade de propagação das ondas R, C_R , pode ser obtida ao se relacionar com a velocidade C_S , das ondas S, através o coeficiente de Poisson, conforme a equação (2.44).

$$C_R = \frac{0,862 + 1,14\nu}{1 + \nu} C_S \quad (2.44)$$

Cada tipo de onda apresenta diferentes velocidades de propagação. As ondas P geralmente viajam à uma velocidade de 1000 m/s, enquanto as ondas S e R apresentam velocidades muito inferiores, em torno de 200 m/s. Contudo, existem registros de ondas R com velocidades de 35 m/s (DAWN; STANWORTH, 1979; SUHAIRY, 2000).

As ondas R apresentam características não dispersivas em meios elásticos contínuos homogêneos, mas dispersivas no caso de maciços estratificados.

2.5.3 Interação dinâmica maciço-edificação

Os efeitos da vibração no maciço afetam de forma distinta os diferentes tipos de edificação. Estruturas em *wood-frame*, por exemplo, apresentam uma resposta muito maior do que edificações mais pesadas (SUHAIRY, 2000).

A resposta do edifício depende das propriedades elásticas do maciço de solo, tipo e profundidade dos elementos de fundação, da concepção e constrições do edifício e até mesmo do posicionamento dos móveis nos espaços dentro do edifício (SUHAIRY, 2000).

Caso o comprimento de onda do distúrbio for da ordem de grandeza da largura do edifício, o edifício sofrerá apenas translações. No entanto, casos em que a largura do edifício é

aproximadamente $(n - 1/2)$ do comprimento de onda, n sendo um número inteiro, oscilações nos edifícios são a resposta esperada. Em alguns casos, a oscilação pode ser amplificada pela frequência de oscilação natural da edificação (DAWN; STANWORTH, 1979).

Segundo medições feitas por Dawn e Stanworth (1979), observou-se que as fundações dos edifícios vibram de forma similar ao solo em seu entorno durante a passagem de tráfego de trens. No entanto no caso da vibração vertical, verificou-se que para frequências próximas a 31 Hz no terço de oitava, o edifício apresentou uma ressonância enquanto houve uma dissociação da vibração horizontal perpendicular ao muro, conforme pode ser observado na Figura 2.63. Para frequências mais elevadas há uma dissociação progressiva tanto para vibrações verticais quanto para horizontais.

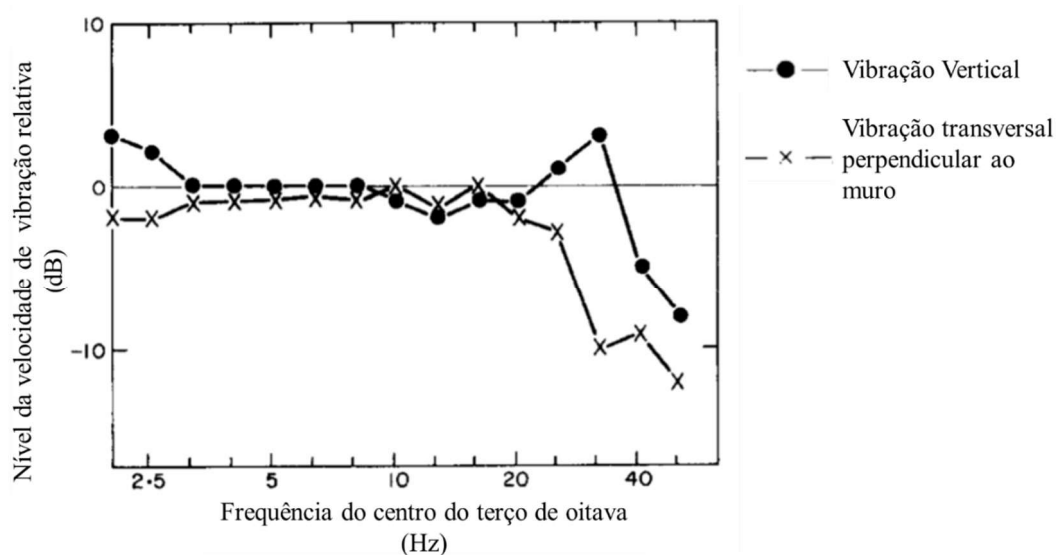


Figura 2.63 – Nível de vibração do edifício próximo à fundação relativo à vibração no solo adjacente
Fonte: Adaptado de Dawn e Stanworth (1979).

As mesmas medições observaram que há uma amplificação dinâmica acima de 20 dB em diferentes partes do edifício, conforme ilustra a Figura 2.64.

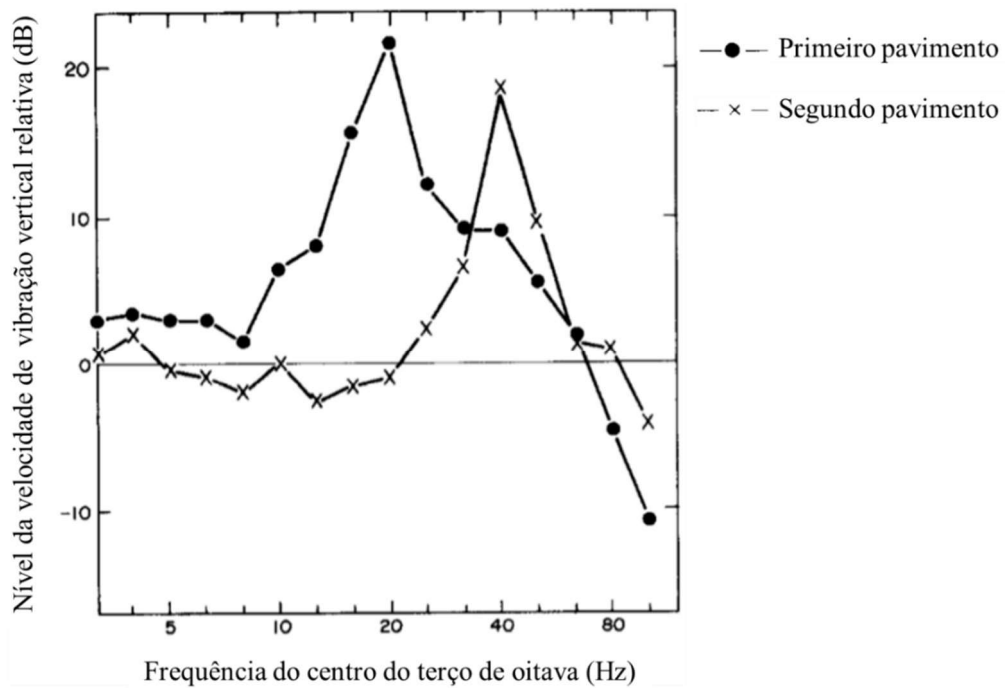


Figura 2.64 – Nível de vibração do edifício relativo ao solo adjacente
Fonte: Adaptado de Dawn e Stanworth (1979).

Para avaliar os efeitos das vibrações do maciço em uma edificação, Lopes *et al.* (2014) utilizaram um modelo numérico tridimensional baseado no MEF (Figura 2.65). Nas análises foi considerada uma restrição total dos graus de liberdade da fundação, ou seja, maciço com rigidez virtualmente infinita, e a resposta da edificação foi obtida para as 12 primeiras frequências naturais (Figura 2.66).

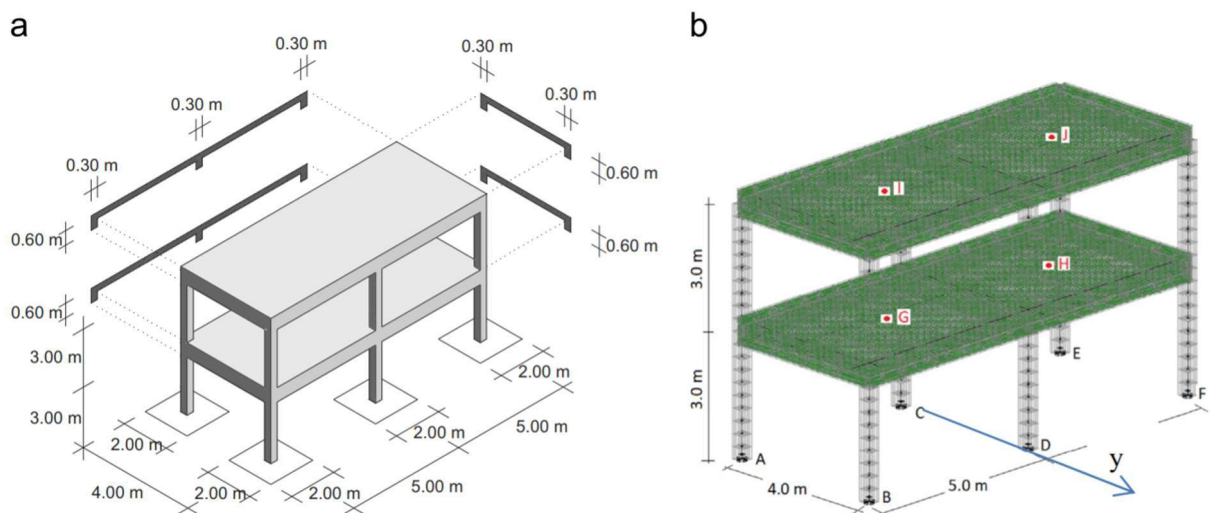


Figura 2.65 – Geometria do edifício: (a) representação esquemática; (b) Malha 3D MEF
Fonte: Lopes *et al.* (2014).

Destas análises, os autores concluíram que as respostas relacionadas com frequências naturais de até 10 Hz compreendem deslocamentos horizontais das lajes. Para frequências entre 14 e 20 Hz houve deslocamentos verticais das lajes e para frequências superiores a 30 Hz os pilares sofreram deformações axiais.

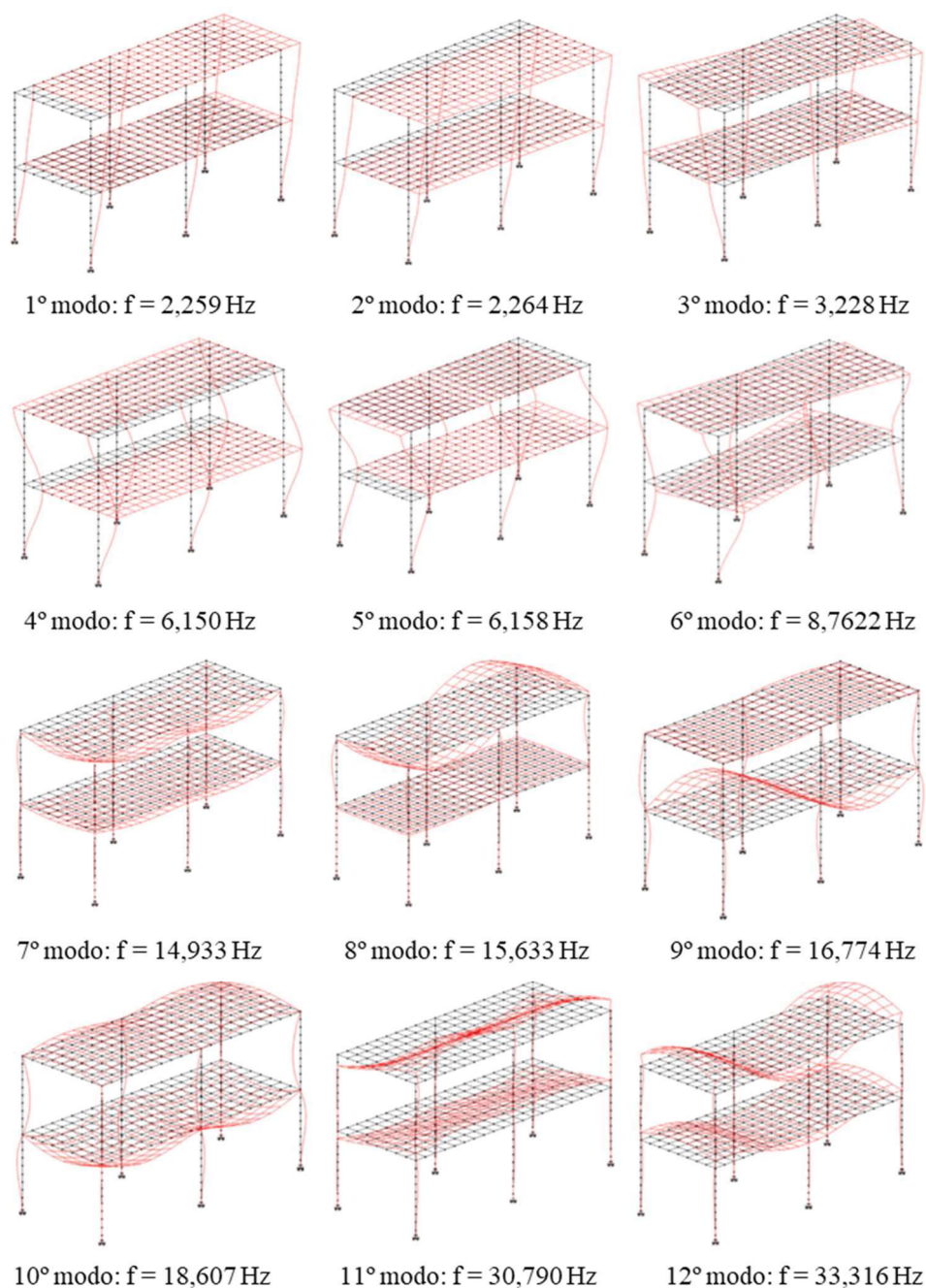


Figura 2.66 – Modos de formatos da estrutura do edifício
Fonte: Lopes *et al.* (2014).

Lopes *et al.* (2014) salienta que as análises foram feitas considerando uma conexão perfeitamente rígida do pórtico com seus apoios. No entanto, os efeitos de amortecimentos do

solo podem ser muito mais relevantes do que a rigidez para a obtenção de resultados mais fidedignos, uma vez que parte da energia pode ser transmitida da estrutura para o solo. Os efeitos de amortecimento podem ser observados na Figura 2.67, onde são apresentadas as funções de frequência de resposta (FFR) do deslocamento vertical nos pontos H e J quando são aplicados deslocamentos unitários harmônicos nas fundações do edifício.

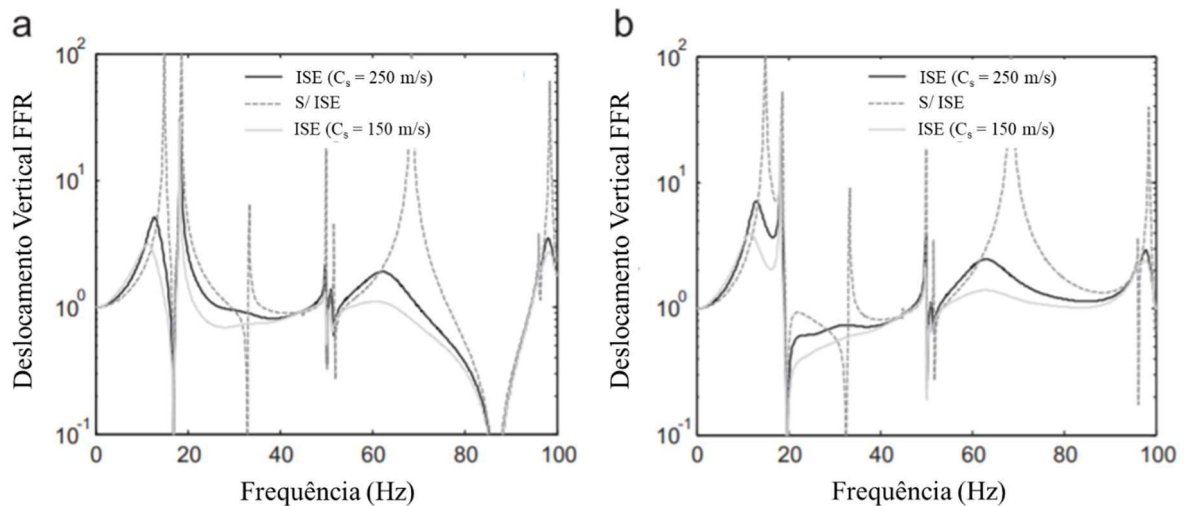


Figura 2.67 – FFR do deslocamento vertical devido à um deslocamento unitário harmônico aplicado na fundação rígida da estrutura: (a) ponto H; (b) ponto J

Fonte: Adaptado de Lopes *et al.* (2014).

Nota-se que a consideração da ISE afeta o comportamento dinâmico da estrutura. Este efeito é atribuído à flexibilidade do solo e à capacidade de amortecimento do solo, ainda mais pronunciado em solos fofos.

Os autores concluem que para obter uma previsão precisa do comportamento dinâmico da edificação devido ao tráfego de trens em tuneis é essencial a consideração da impedância do solo.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo serão apresentados os dados de campo referentes ao túnel, solo, geometria e edificações lindeiras do estudo de caso. Além disso serão detalhados os métodos pelos quais se busca alcançar resultados que contribuam para o tema em estudo.

3.1 MODELAGEM NUMÉRICA

Para as seções propostas pretende-se desenvolver o estudo dos efeitos gerados pela propagação de vibrações induzidas pelo tráfego de trens no túnel ferroviário no centro de Maringá através de simulações numéricas 2D utilizando-se o programa PLAXIS 2D e estado plano de tensões. Trata-se de um programa baseado no MEF desenvolvido para análises de deformação, estabilidade e fluxo de águas subterrâneas para fins de engenharia geotécnica. Este programa, associado ao módulo Dynamics, é capaz de analisar vibrações no solo e suas influências em edificações vizinhas assim como análises geotécnicas de sismo (BRINKGREVE; ZAMPICH; RAGI MANOJ, 2019). A Figura 3.1 ilustra a interface gráfica de usuário do programa PLAXIS 2D.

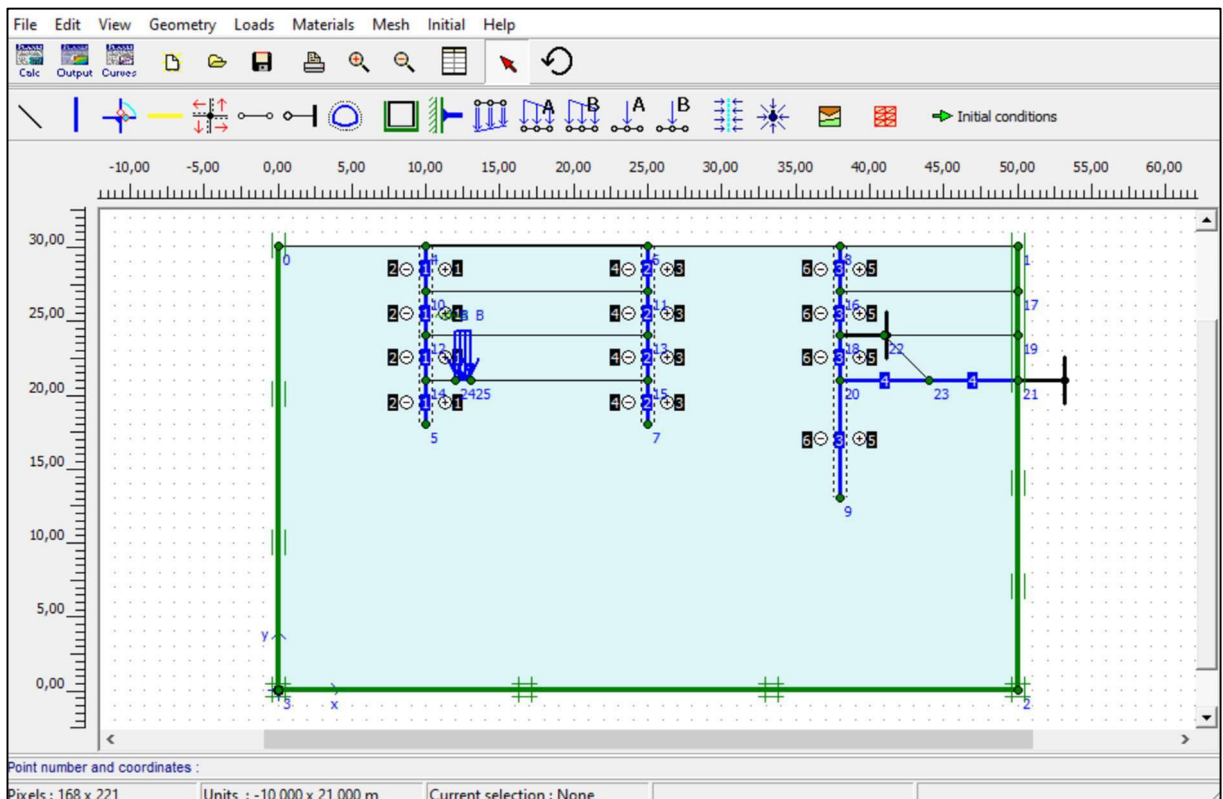


Figura 3.1 – Interface gráfica do PLAXIS 2D

Nos modelos serão adotadas estratigrafias simplificadas com bases nos perfis geotécnicos de cada seção e os parâmetros dos solos serão obtidos por meio de correlações matemáticas a partir dos valores de N_{SPT} e classificação do solo. Os modelos constitutivos adotados para os diversos materiais dos modelos e os materiais adotados para as placas e elementos de ancoragem são apresentados no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Modelos e tipos de materiais utilizados nos modelos

Material	Modelo Constitutivo/Tipo de Material
Solo	Mohr-Coulomb
Concreto	Linear elástico
Placa	Elástico
Ancoragem	Elástico
Aço	Elástico

Recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) foram utilizadas para obter as propriedades do concreto.

Neste trabalho é desconsiderado a movimentação do veículo ao longo da via, por se tratar de uma análise bidimensional. As vibrações geradas pela interação veículo-via serão inseridas no modelo utilizando cargas dinâmicas assíncronas na posição intermediária dos trilhos. As cargas podem ser inseridas no programa pelo comando *create line load* atribuindo ao carregamento um multiplicador de carga, conforme ilustrado na Figura 3.2. Podem ser atribuídos aos multiplicadores de carga sinais harmônicos, restando ao usuário definir a variação da amplitude, fase e frequência da onda, ou importar dados de uma planilha externa.

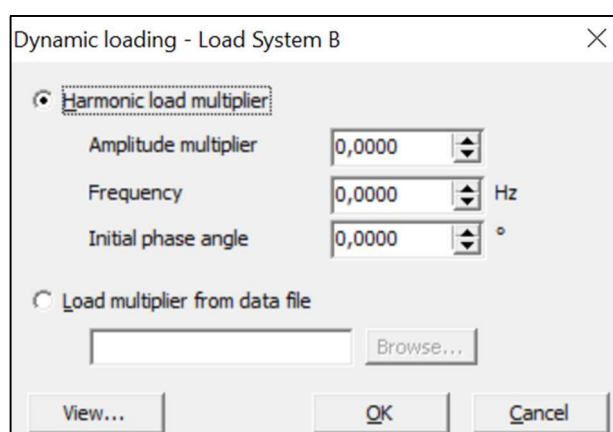


Figura 3.2 – Interface de gerenciamento de multiplicadores de carga e deslocamento

Nas seções de estudo, foram avaliadas as acelerações e deslocamentos estimados em pontos na cortina da contenção e nas bases dos elementos estruturais de fundação da edificação.

Para isso, utilizou-se o número de eixos que passam sobre o dormente da seção para a determinação da frequência para simular os efeitos gerados.

Foram avaliadas velocidades iguais a 10, 20, 30, 40 ,50 e 60 km/h para averiguar os efeitos gerados pela variação da velocidade de passagem do trem-tipo.

A carga móvel foi posicionada em 3 posições diferentes, denominadas P1 (próximo à cortina do lado esquerdo), P2 (centro do túnel) e P3 (próximo à cortina do lado direito). Além disso, foram inseridos nos elementos de fundação as cargas axiais mínimas que constam em projeto, a fim de considerar os efeitos do estado de tensões no solo devido ao carregamento da edificação nas análises. Assim, o Quadro 3.22 apresenta a nomenclatura adotada para as análises das 3 seções de estudo.

Quadro 3.2 – Nomenclatura da análise da variação da velocidade da carga para diferentes posições

Seção	Posição	Velocidade (km/h)					
		10	20	30	40	50	60
SE1	P1	SE1-P1-A10	SE1-P1-A20	SE1-P1-A30	SE1-P1-A40	SE1-P1-A50	SE1-P1-A60
	P2	SE1-P2-A10	SE1-P2-A20	SE1-P2-A30	SE1-P2-A40	SE1-P2-A50	SE1-P2-A60
	P3	SE1-P3-A10	SE1-P3-A20	SE1-P3-A30	SE1-P3-A40	SE1-P3-A50	SE1-P3-A60
SE2	P1	SE2-P1-A10	SE2-P1-A20	SE2-P1-A30	SE2-P1-A40	SE2-P1-A50	SE2-P1-A60
	P2	SE2-P2-A10	SE2-P2-A20	SE2-P2-A30	SE2-P2-A40	SE2-P2-A50	SE2-P2-A60
	P3	SE2-P3-A10	SE2-P3-A20	SE2-P3-A30	SE2-P3-A40	SE2-P3-A50	SE2-P3-A60
SE3	P1	SE3-P1-A10	SE3-P1-A20	SE3-P1-A30	SE3-P1-A40	SE3-P1-A50	SE3-P1-A60
	P2	SE3-P2-A10	SE3-P2-A20	SE3-P2-A30	SE3-P2-A40	SE3-P2-A50	SE3-P2-A60
	P3	SE3-P3-A10	SE3-P3-A20	SE3-P3-A30	SE3-P3-A40	SE3-P3-A50	SE3-P3-A60

3.2 SITUAÇÃO DO ESTUDO

O estudo objetivou realizar uma análise numérica abordando o efeito da vibração provocado pelo tráfego subterrâneo de trens nas fundações de edifícios. Para isto foi feito um estudo de caso em que se analisou 3 seções típicas da Avenida Advogado Horácio Racanello Filho situada no novo centro da cidade de Maringá, PR. A localização das seções é ilustrada na Figura 3.3.

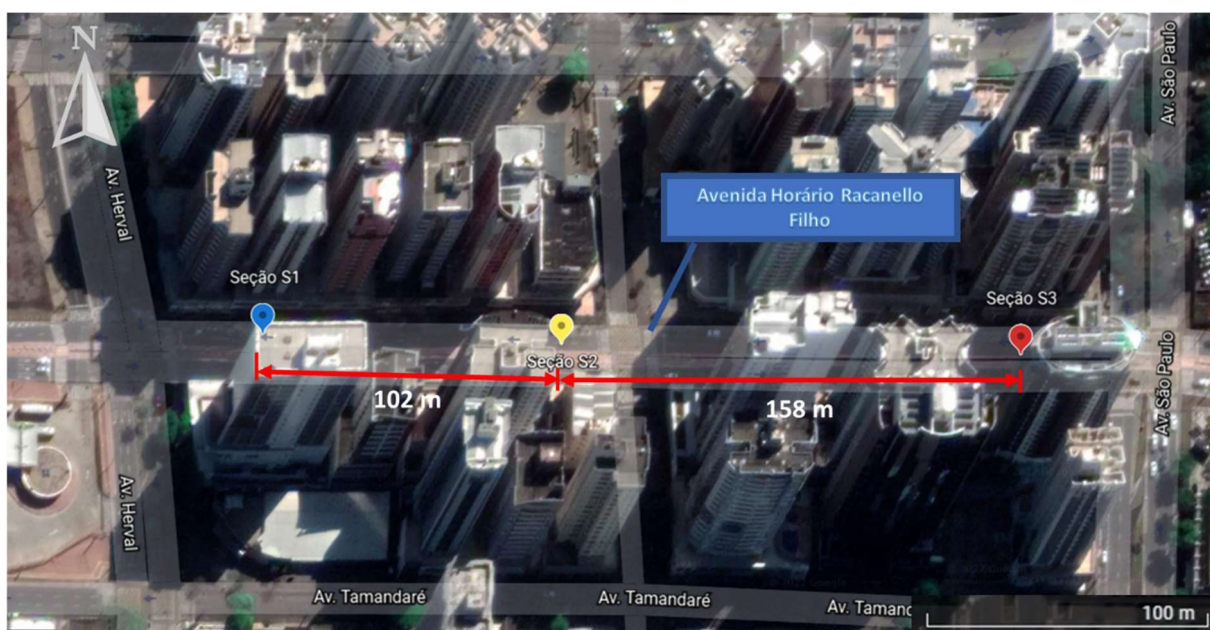


Figura 3.3 – Vista aérea da localização das seções de estudo

As seções avaliadas estão localizadas no bairro Zona 01, que de acordo com a lei municipal complementar nº 888, de 26 de julho de 2011, fazem parte de uma ZE, zona especial, destinadas a abrigar padrões urbanísticos específicos em áreas onde haja a presença de atividades, usos ou funções urbanas de caráter excepcional, que não se enquadram nas outras zonas especificadas na lei, conforme ilustra a Figura 3.4 (MARINGÁ, 2011).

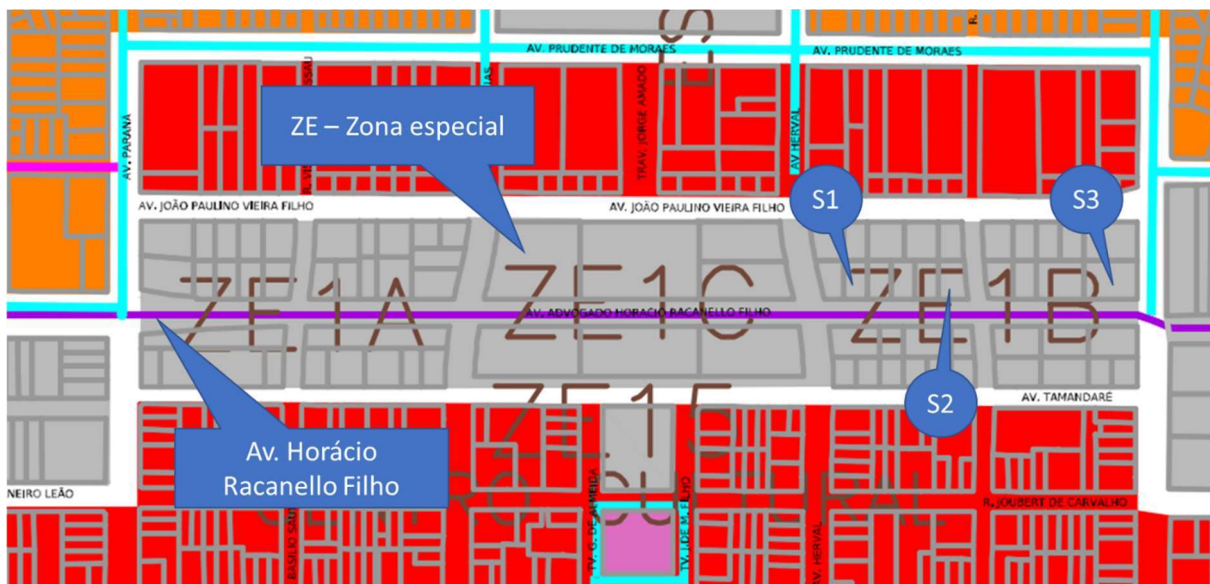


Figura 3.4 – Zoneamento da localização das seções de estudo
Fonte: Adaptado de Maringá (2011).

As 3 seções em análise são compostas pelo túnel do rebaixamento da linha férrea, localizada abaixo do alinhamento da Avenida Advogado Horácio Racanello Filho, o maciço de solo e os edifícios em estudo, conforme representado esquematicamente pela Figura 3.5.

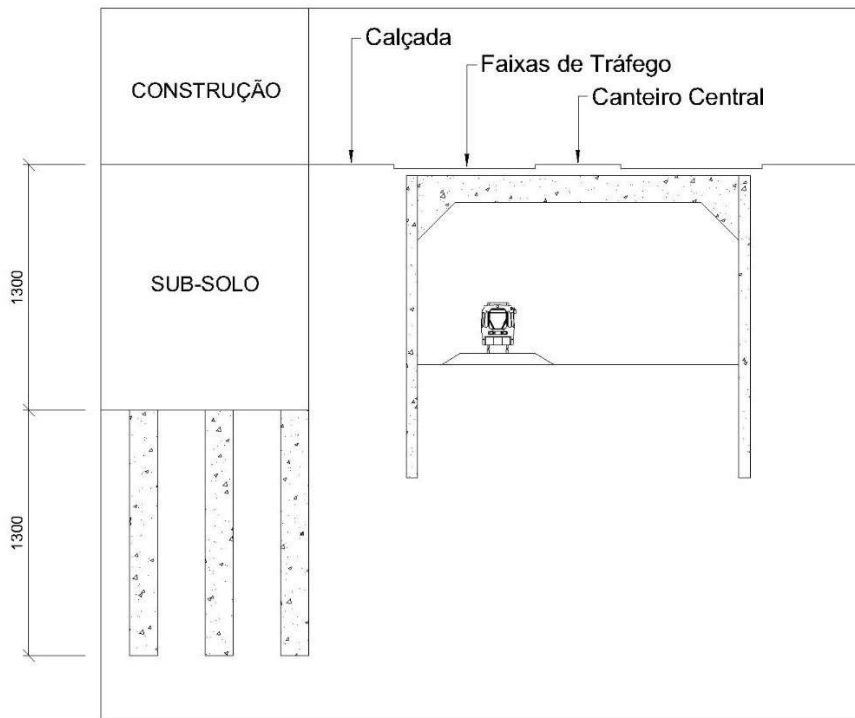


Figura 3.5 – Situação esquemática em estudo (medidas em centímetros)

3.2.1 Túnel Ferroviário

O túnel à céu aberto executado abaixo da Avenida Advogado Horácio Racanello faz parte do projeto do novo centro de Maringá. O túnel ferroviário em questão inicia na Avenida Paraná e estende-se até a Avenida Pedro Taques Numa, com extensão total de 1640 m com 17 metros de largura.

Para a abertura das trincheiras foram executadas estacas escavadas com 0,80 m de diâmetro, comprimento de 12,40 m e espaçamento horizontal médio de 2,00 m (Figura 3.6). O fechamento foi realizado com placas de concreto pré-moldado

Após a execução das cortinas e vigas de coroamento, as vigas principais, com seção transversal 0,25 x 1,20 m, foram instaladas para dar prosseguimento à escavação até a cota de fundo (Figura 3.7 e Figura 3.8). A geometria do túnel ferroviário e posicionamento das vias são ilustradas na Figura 3.9.



Figura 3.6 – Execução das estacas escavadas da contenção do túnel
Fonte: URBAMAR [s.d.]



Figura 3.7 – Posicionamento das vigas principais
Fonte: URBAMAR [s.d.]



Figura 3.8 – Etapa da escavação do túnel
Fonte: URBAMAR, [s.d.]

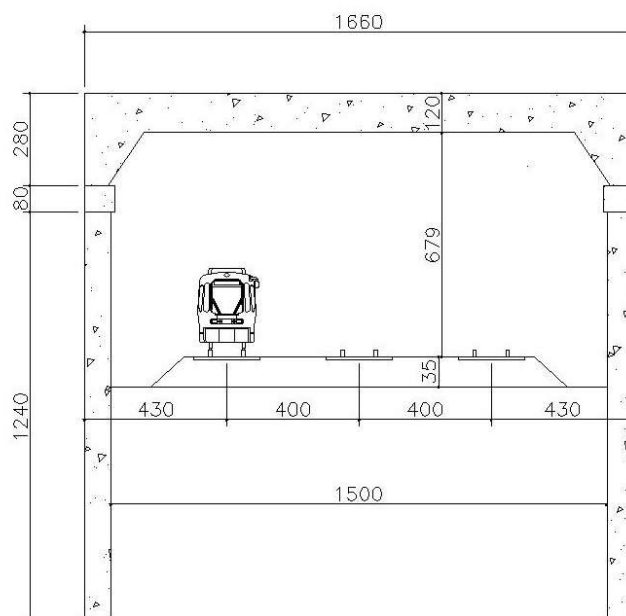


Figura 3.9 – Geometria da seção transversal do túnel ferroviário (medidas em centímetros)

Para a caracterização da via ferroviária foram realizadas inspeções visuais e medições em campo. A Figura 3.10 ilustra a via ferroviária. Trata-se de uma via ferroviária de bitola métrica em que os trilhos são fixados com fixados do tipo DENIC.



Figura 3.10 – Registro fotográfico da via ferroviária em estudo

O trilho TR57 compõe a via e suas dimensões e forma são ilustrados na Figura 3.11. Os requisitos normativos para esta categoria de trilho são apresentados na Tabela 3.1.

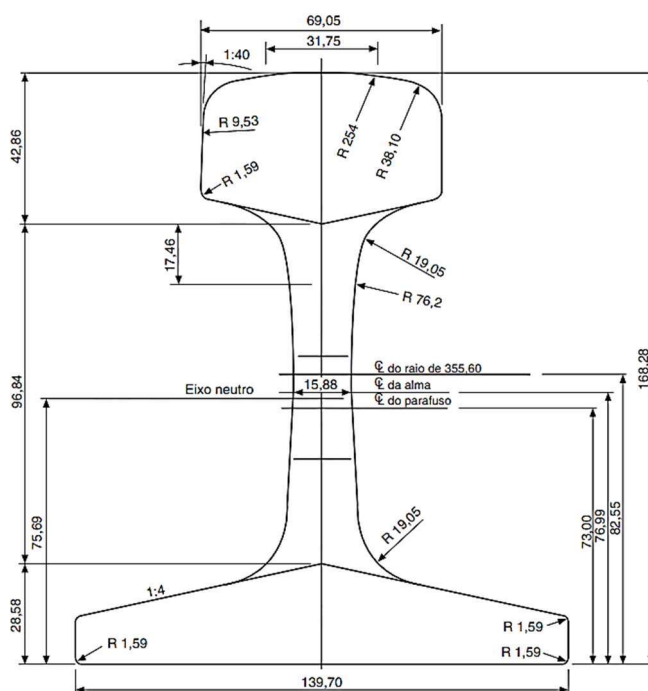


Figura 3.11 – Forma e dimensões do trilho TR57

Fonte: ABNT NBR 7590 (2012)

Tabela 3.1 – Requisitos do trilho TR57

Área da seção transversal (cm ²)	Momento de inércia (cm ⁴)	Módulo de resistência do boleto (cm ³)	Módulo de resistência do patim (cm ³)	Peso por metro (kg/m)
72,56	2 730,48	297,00	360,52	56,90

Fonte: ABNT NBR 7590 (2012)

Os dormentes são constituídos de madeira com dimensões médias de 17 x 25 x 254 cm e espaçamento médio entre os eixos de 55 cm, ou seja, taxa de dormentação de aproximadamente 1818 dormentes/km. As demais características foram adotadas conforme a ABNT NBR 7511 (2013) conforme apresentado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Valores mínimos de propriedades das madeiras e dos produtos de madeira para dormentes

Propriedades e método de ensaio	Valor	
	Primeira classe	Segunda classe
Módulo de elasticidade à flexão	13 000 MPa	10 000 MPa
Módulo de ruptura à flexão	50 MPa	40 MPa
Compressão normal – Placa	5 MPa	4 MPa
Resistência ao arrancamento lateral	10 kN	8 kN
Resistência ao arrancamento normal	25 kN	20 kN

Fonte: ABNT NBR 7511 (2013).

Com base nas informações coletadas, as propriedades dos elementos do túnel apresentadas na Quadro 3.3 foram adotadas nas análises das seções de estudo.

Quadro 3.3 – Propriedades dos materiais utilizados nos elementos do túnel

Parâmetro	Unidade	Dormente	Viga túnel	Cortina túnel
Tipo de elemento	-	Placa	Placa	Placa
Modelo	-	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear
Módulo de elasticidade, E'	kN/m ²	10 000 000	30 000 000	30 000 000
Rigidez normal, EA	kN/m	425 000	9 000 000	24 000 000
Rigidez à flexão, EI	kN m ² /m	1023,25	1 080 000	128 000

O lastro é composto agregado de rocha basáltica de graduação aberta. Sua espessura aproximada é de 0,35 m. A caracterização do material foi feita mediante retirada de amostra e posterior análise laboratorial para determinação da granulometria e densidade. A Tabela 3.3 apresenta os requisitos granulométricos do lastro padrão segundo a NBR 5564 (2021)

Tabela 3.3 – Distribuição granulométrica do lastro padrão

Malha da peneira	Porcentagem em massa acumulada (%)		
	Número	mm	Padrão B
3"	76,2	-	0 – 0
2 ½"	63,5	0 – 0	0 – 10
2"	50,8	0 – 10	-
1 ½"	38,0	30 – 65	40 – 75
1"	25,4	85 – 100	-
¾"	19,0	-	90 – 100
½"	12,0	95 – 100	98 – 100

Fonte: ABNT NBR 5564 (2021).

Para a amostra coletada do lastro da via, os ensaios granulométricos apresentaram distribuição compatível com o padrão B, do lastro padrão, conforme apresentado na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Distribuição granulométrica da amostra de lastro coletada

Malha da peneira		Massa retida (g)	Percentual		
Número	mm		Retido (%)	Retido acumulado (%)	Passante acumulado (%)
3"	76,2	0,00	0,00%	0,00%	100,00%
2 1/2"	63,5	0,00	0,00%	0,00%	100,00%
2"	50,8	0,00	0,00%	0,00%	100,00%
1 1/2"	38,0	1107,07	27,91%	27,91%	72,09%
1"	25,4	2112,00	53,25%	81,16%	18,84%
3/4"	19,0	413,70	10,43%	91,60%	8,40%
1/2"	12,0	328,65	8,29%	99,88%	0,12%
1,4"	6,4	4,70	0,12%	100,00%	0,00%
Fundo		0,00			
Massa da amostra (g)		3966,12			

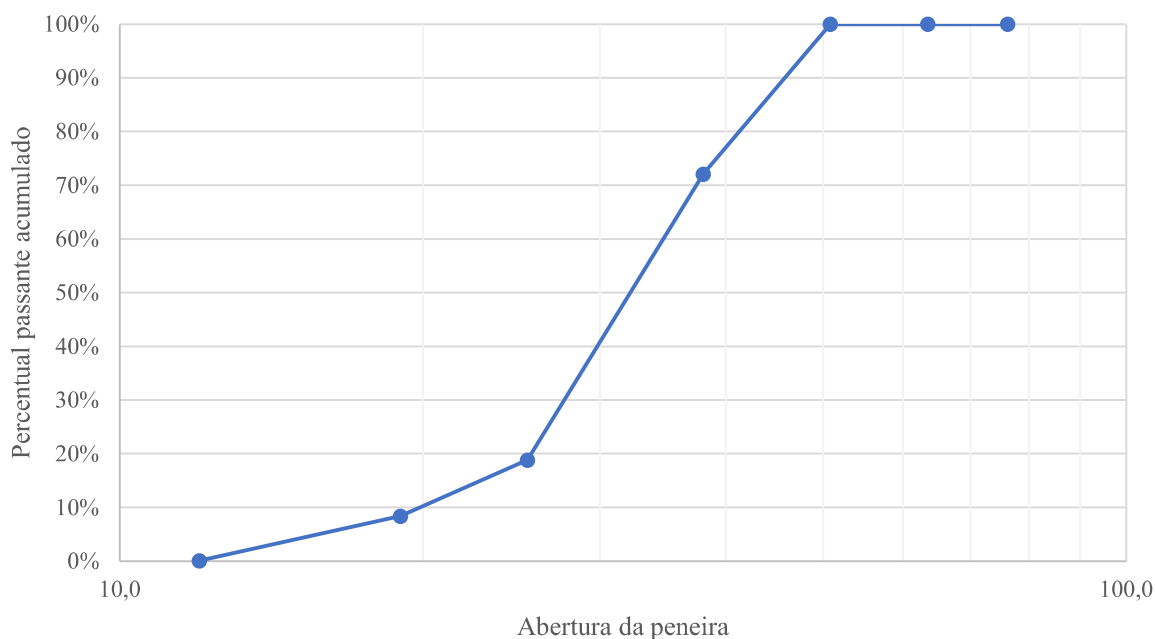


Figura 3.12 – Curva granulométrica da amostra de lastro coletada

Além da granulometria, foram realizados os ensaios para determinação da densidade e absorção do material conforme procedimento da norma DNIT 413 (2019). Os resultados destes ensaios e os cálculos de densidade e absorção da amostra de lastro são apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Densidade e absorção da amostra de lastro coletada

Variável	Medida	Massa (g)
A	Massa do agregado ao ar, na condição seco em estufa	3963,1
B	Massa do agregado ao ar, na condição saturado superfície seca	4037,7
C	Massa do agregado submerso	2647,8
Densidade relativa real (G_{SA}):		Densidade relativa aparente (G_{SB}):
$G_{sa} = \frac{A}{A - C} = 3,013$		$G_{sb} = \frac{A}{B - C} = 2,851$
Densidade relativa aparente SSS (G_{SSD}):		Absorção (A):
$G_{ssd} = \frac{B}{B - C} = 2,905$		$A = \frac{B - A}{A} \cdot 100 = 1,88\%$

Utilizando os resultados obtidos da amostra do lastro, e seguindo as equações propostas por (MALYSZ, 2004), para materiais provenientes de pedreiras de basalto para brita bem graduada, pode-se estimar o módulo de resiliência do material do lastro. A equação será utilizada tendo em vista que, apesar de haver poucos finos na composição granulométrica, o material apresenta boa graduação para uso em lastros ferroviários.

$$M_R = 635 \cdot \sigma_3^{0,38} \quad (3.1)$$

$$M_R = 635 \cdot 0,06224^{0,38} = 221 \text{ MPa}$$

As informações acerca do trem-tipo foram obtidas por meio de visita à campo e na declaração de rede da Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT). No documento expõe-se que as composições com origem em Apucarana, com destino à Maringá, são compostas por 80 vagões que podem estar carregados com fertilizantes, cimento ou vazios, para retorno ao pátio de origem. Estas composições têm comprimento total de 1310 m e massa total bruta de 2 979 toneladas, em média. Já as composições com origem em Maringá e destino em Apucarana, apresentam variação em comprimento, massa total bruta, carregamento e número de vagões. Em média, estas composições apresentam comprimento de 1605 m, massa total bruta de 8 250 toneladas e podem transportar álcool, contêiner, tanques vazios, vazios do cimento, farelo de soja, arroz, soja, trigo e milho (ANTT, 2022).

Devido à variabilidade das composições que transitam na linha férrea, foi adotado neste trabalho o valor médio de 1400 m para o comprimento das composições e carga média por eixo de 318 kN. Além disso, verificou-se uma variação dos tipos de vagões dependendo da carga a ser transportada. Neste trabalho, tomou-se como padrão o vagão tanque tipo TCC, utilizado para transporte de álcool combustível, derivados claros e óleo vegetal, tipo vagão comum

encontrado no local da vistoria, conforme ilustra a Figura 3.13. As características geométricas do vagão são apresentadas na Figura 3.14.



Figura 3.13 – Vagões tipo TCC encontrados no local da visita

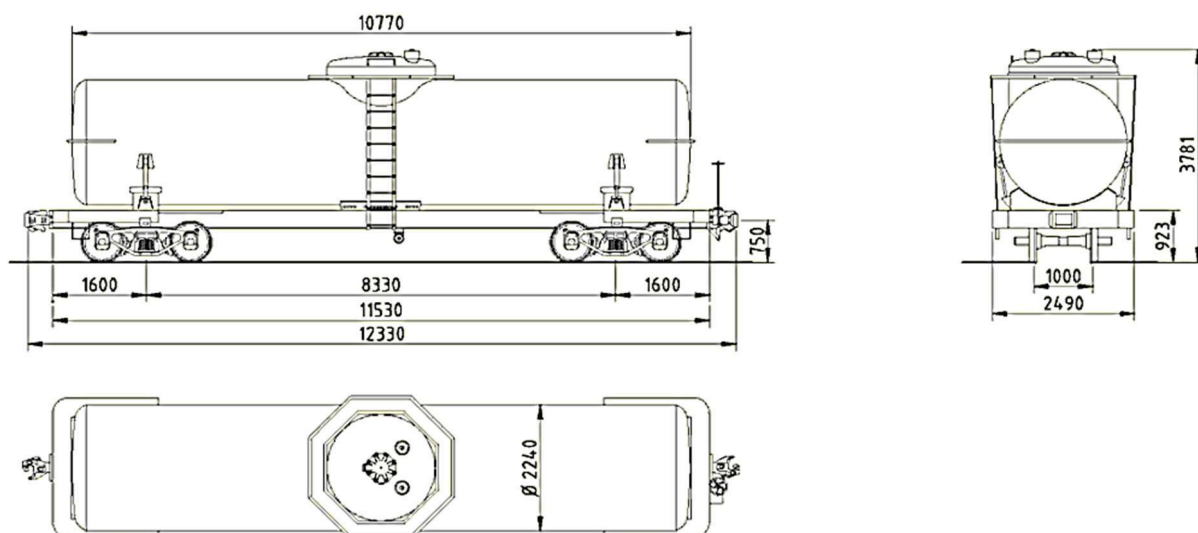


Figura 3.14 – Características geométricas do vagão tipo TCC. Medidas em milímetros.

Fonte: Adaptado de CENTRO-OESTE BRASIL [s.d.]

Com base nas informações coletadas acerca do trem-tipo e admitindo as velocidades de estudo descritas no item 3.1, as frequências descritas na Tabela 3.6 foram utilizadas nas suas respectivas velocidades.

Tabela 3.6 – Velocidades de estudo e suas respectivas frequências de passagem dos eixos

Velocidade		Tempo de passagem (s)	Nº de vagões passantes por segundo	Nº de eixos passantes por segundo	Frequência de passagem dos eixos (Hz)
km/h	m/s				
10	2,78	504,0	0,24	0,96	1
20	5,56	252,0	0,48	1,93	2
30	8,33	168,0	0,72	2,89	3
40	11,11	126,0	0,96	3,85	4
50	13,89	100,8	1,20	4,82	5
60	16,67	84,0	1,45	5,78	6
Comprimento do trem-tipo: 1400,00 m					
Comprimento do vagão: 11,53 m					

3.2.2 Características típicas do solo

O subsolo da cidade de Maringá apresenta uma camada de superficial de solo evoluído, originado da alteração de basalto, e constituída de argila siltosa porosa. Abaixo da camada superficial encontra-se uma camada de solo de alteração de basalto, geralmente constituída de argila siltosa e silte argilo-arenoso. Além disso, o nível d'água encontra-se geralmente na camada de solo de alteração de basalto podendo ou não estar próximo ao topo rochoso (CAVALCANTE et al., 2007).

Quadro 3.4 – Resultados típicos dos ensaios de caracterização geotécnica e parâmetros dos solos constituintes do subsolo do campo experimental da Universidade Estadual de Maringá

Discriminação	Símbolo e unidade	Solo evoluído (Latossolo Vermelho férico)	Solo de alteração de basalto
Peso específico natural	γ_n (kN/m ³)	12,0 – 17,0	15,5 - 18,0
Peso específico dos grãos	γ_s (kN/m ³)	29,7 - 30,8	28,0 - 30,5
Umidade natural	w (%)	29 - 35	43 - 55
Grau de saturação	S _r (%)	37 - 70	60 - 100
Índice de vazios	e	1,45 - 2,50	1,25 - 2,00
Porosidade	η (%)	60 - 70	55 - 67
Fração argila	%	55 - 78	50 - 60
Fração silte	%	15 - 33	26 - 35
Fração areia	%	8 - 12	13 - 15
Limite de liquidez	LL (%)	55 - 70	60 - 95
Limite de plasticidade	LP (%)	40 - 50	41 - 66
Índice de plasticidade	IP (%)	15 - 24	20 - 40
Atividade Coloidal	AC	0,20 - 0,35	0,34 - 0,75
Tensão de pré-adensamento	ρ_a (kN/m ²)	(N _{SPT}) / (0,020 a 0,035)	
Índice de compressão natural	C _c	0,500 - 0,750	0,700 - 1,100
Ângulo de atrito interno (efetivo)	ϕ' (grau)	27 - 32	22 - 26
Intercepto de coesão	c' (kN/m ²)	10 - 30	30 - 100
Envoltória característica (efetiva)	τ_r (kN/m ²)	10 + $\sigma' \text{tg}30^\circ$	30 + $\sigma' \text{tg}24^\circ$
Coefficiente de permeabilidade	k (cm/s)	10 ⁻³	--
Peso esp. ap.seco máx. (E.N.)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	14,0 - 15,5	12,5 - 13,5
Umidade ótima (E.N.)	w _{ót.} (%)	28 - 34	37 - 42
CBR (E.N.)	CBR (%)	7 - 25	5 - 16
Expansão (E.N.)	%	0,1 - 0,3	0,4 - 4,2

Fonte: Cavalcante et al. (2007)

Devido à ausência de ensaios laboratoriais e prova de carga sobre placas para a determinação do módulo de elasticidade do solo (E_s), a equação (3.2) a seguir é utilizada para estimar o parâmetro, em MPa (TEIXEIRA; GODOY, 1996).

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N \quad (3.2)$$

Em que os coeficientes α e K são obtidos na Tabela 3.7 e Tabela 3.8 a seguir e N é o valor médio do índice de resistência ao longo da camada avaliada.

Tabela 3.7 – Valores do parâmetro α

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy (1996).

Tabela 3.8 – Valores do parâmetro K

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Fonte: Teixeira e Godoy (1996)

3.2.3 Seção S1

Nesta seção são apresentadas as características de um edifício composto por 4 subsolos, com nível do 4º subsolo estando na profundidade de -10,64 m.

A estrutura de contenção da edificação foi desenvolvida em parede diafragma composta por estacas tipo Barrete de concreto com $f_{ck} = 20$ MPa e espessura de 0,40 m, com duas linhas de tirantes e profundidade total de -14,60 m. Os tirantes superiores e inferiores estão localizados nas profundidades -2,00 m e -5,50 m, respectivamente, ambos com inclinação de 15° e comprimento total de 10 m. Mais detalhes da estrutura de contenção do edifício e sua posição em relação ao túnel podem ser visualizadas na Figura 3.16 e no Anexo A.

As fundações do edifício foram desenvolvidas em estacões com diâmetro variável. Para as análises as pequenas variações nas cotas da base foram desprezadas e um comprimento único

de 8,75 m foi adotado para todos os elementos estruturais de fundação. A situação esquemática da seção analisada é apresentada na Figura 3.17.

No local de implantação da obra foram realizados 4 furos de sondagem do tipo SPT, conforme ilustrado na Figura 3.15.

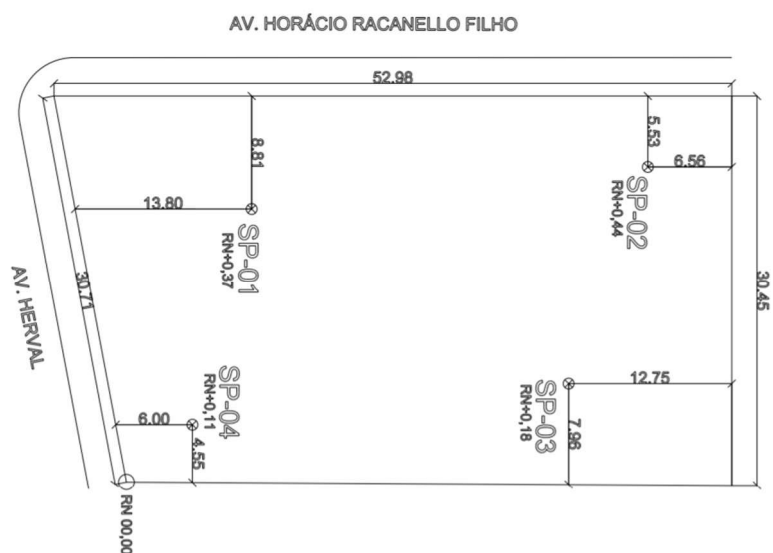


Figura 3.15 – Seção S1: Localização das sondagens

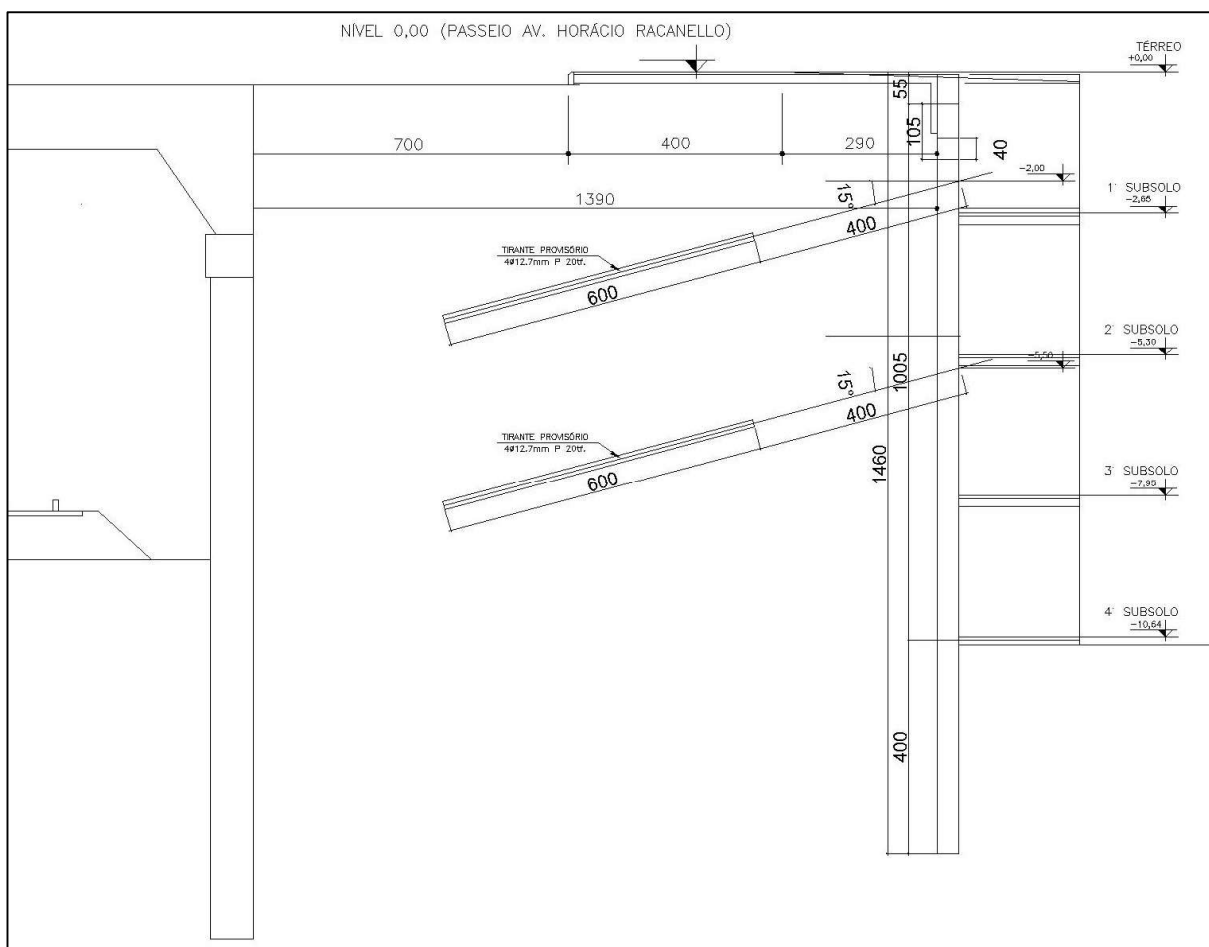


Figura 3.16 – Seção S1: Detalhe da estrutura de contenção do edifício. Medidas em centímetros

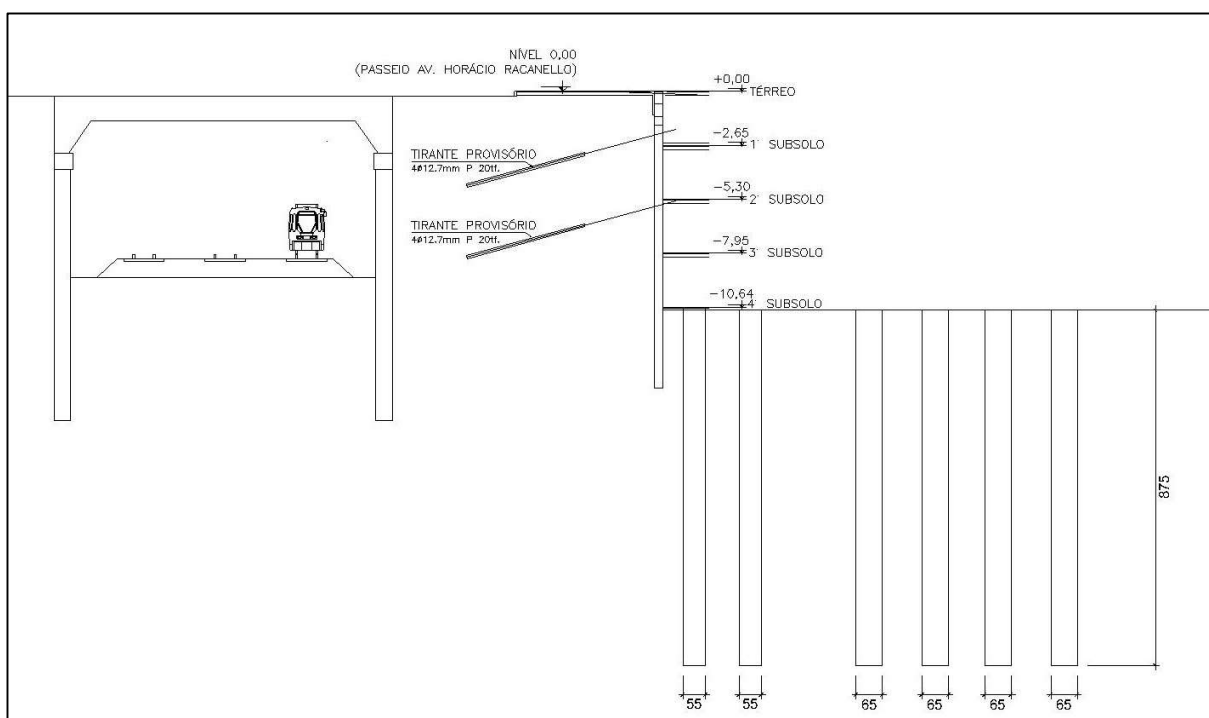


Figura 3.17 – Seção S1: Situação esquemática. Medidas em centímetros

As sondagens tipo SPT revelaram que a camada superficial do subsolo no local de implantação da obra é de solo evoluído (Latosolo Vermelho Férrico), proveniente de alteração de basalto, constituída de argila siltosa pouco arenosa, de cor marrom avermelhada, com espessura variando entre 9,80 m e 10,80 m. Abaixo dessa camada superficial encontra-se uma camada de alteração de basalto, também constituída de argila siltosa pouco arenosa, de cor variegada. Abaixo das duas camadas de solo encontra-se a rocha basáltica. Nas sondagens não foram observadas nível d'água do subsolo. As sondagens foram realizadas dentro do período de compreendido entre 25/03/2011 e 31/03/2011 por uma empresa de sondagens da região e seus resultados foram gentilmente cedidas para este trabalho. Todas as sondagens utilizadas na seção são apresentadas no Anexo B.

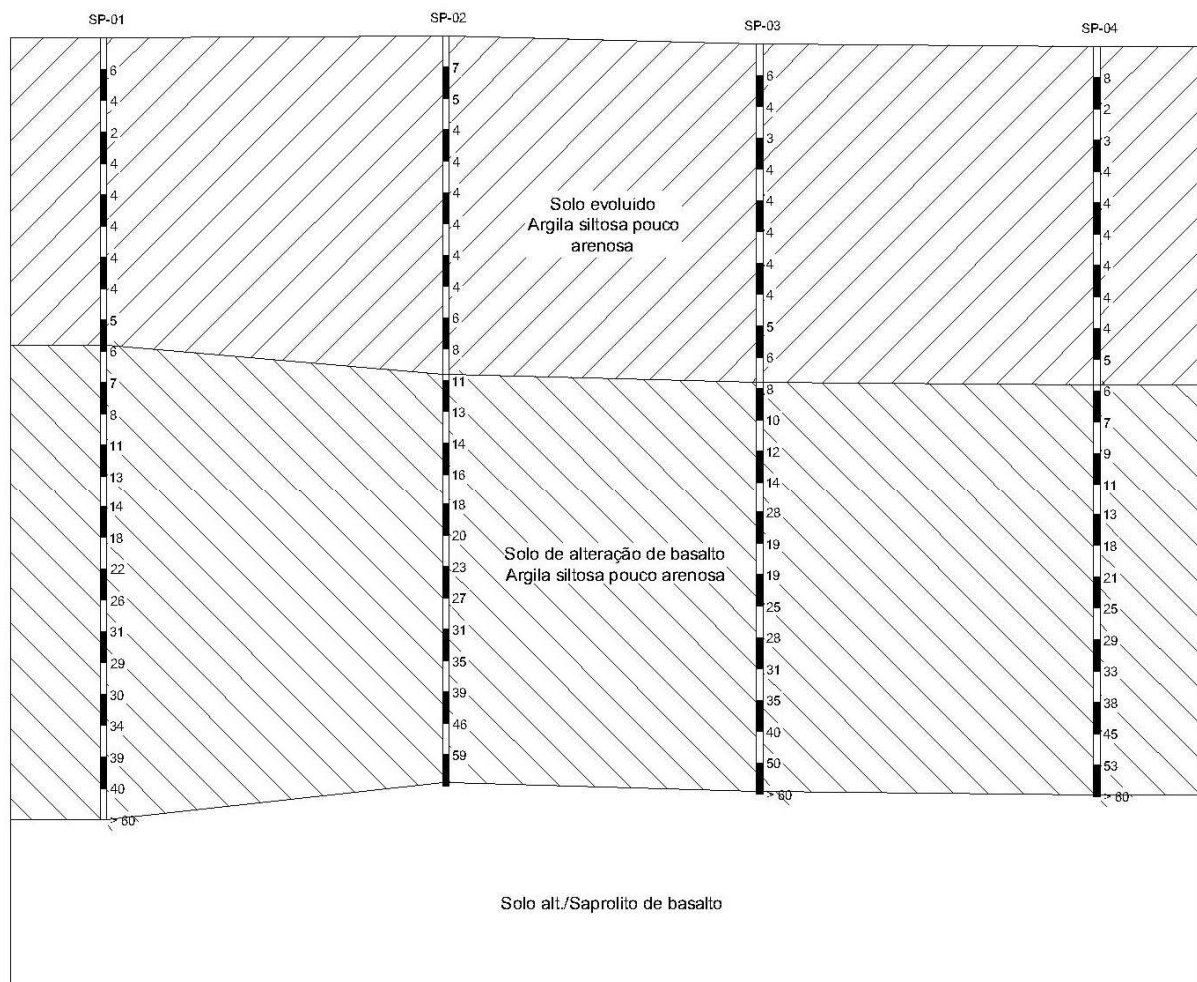


Figura 3.18 – Seção S1: Perfil geotécnico

Com base nas características dos elementos estruturais da cortina e tirantes, os parâmetros adotados nas análises da seção S1 são apresentadas na Quadro 3.5 a seguir. No Quadro 3.6 são apresentados os parâmetros adotados para os elementos estruturais de fundação.

Quadro 3.5 – Propriedades dos materiais utilizados nos elementos da contenção na seção S1

Parâmetro	Unidade	Laje de Fundo	Cortina edificação	Tirantes
Tipo de elemento	-	Placa	Placa	Geogrid
Modelo	-	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear
Módulo de elasticidade, E	kN/m ²	30 000 000	30 000 000	210 000 000
Coefficiente de Poisson, ν	-	0,25	0,25	-
Rigidez axial, EA	kN/m	12 000 000	12 000 000	106 408
Rigidez a flexão, EI	kN m ² /m	160 000	160 000	-

Quadro 3.6 – Propriedades dos materiais utilizados nos elementos da fundação na seção S1

Parâmetro	Unidade	Estacas $\phi 1,30$ m	Estacas $\phi 1,10$ m	Base estacas $\phi 1,30$ m	Base estacas $\phi 1,10$ m
Tipo de elemento	-	Tirante	Tirante	Placa	Placa
Modelo	-	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear
Rigidez axial, EA	kN/m	39 819 687	28 509 953	39 819 687	28 509 953
Rigidez a flexão, EI	kN m ² /m	-	-	4 205 954	2 156 065

A Figura 3.19 ilustra o modelo gerado para as análises da seção S1 com base na geométrica obtida dos projetos do túnel e da edificação. Os valores das cargas inseridas nos elementos de fundação do modelo são apresentados na Figura 3.19.

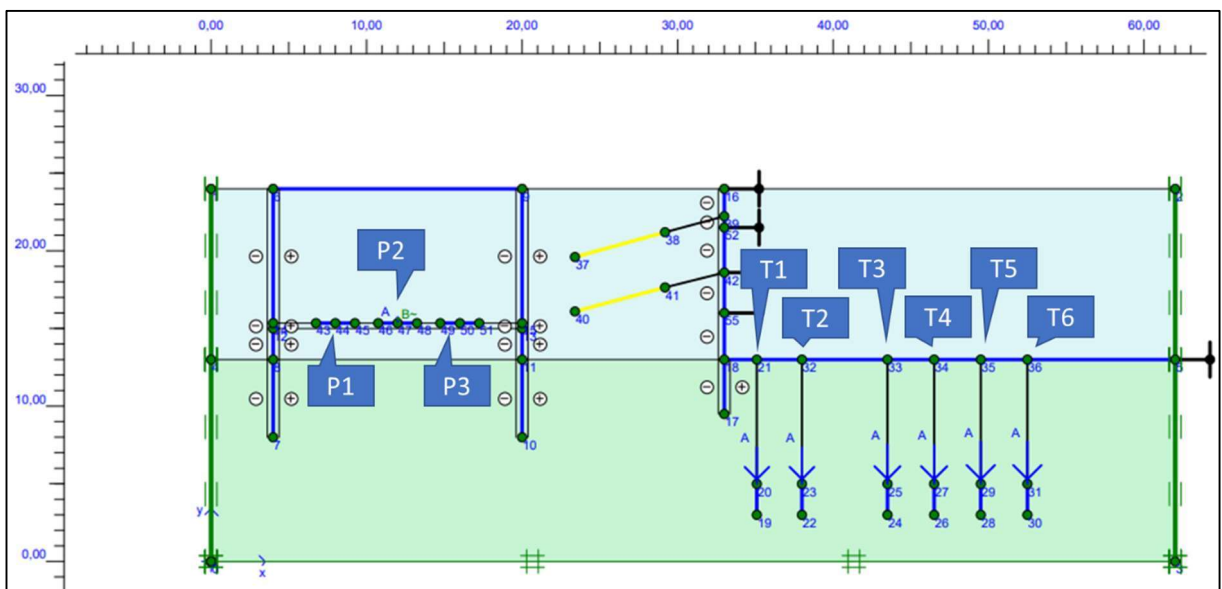


Figura 3.19 – Modelo utilizado nas análises da seção S1

Quadro 3.7 – Carga axiais nos elementos de fundação da seção S1

Elemento de fundação	Carga axial (kN)
T1	2873
T2	2873
T3	3053
T4	3053
T5	3311
T6	3311

Neste modelo foram observados 8 pontos na estrutura da cortina e elementos da fundação conforme descritos no Quadro 3.8.

Quadro 3.8 – Pontos avaliados no modelo numérico da seção S1

Ponto	Descrição
A	Topo da cortina da edificação
B	Base da cortina da edificação
C	Base do elemento de fundação T1
D	Base do elemento de fundação T2
E	Base do elemento de fundação T3
F	Base do elemento de fundação T4
G	Base do elemento de fundação T5
H	Base do elemento de fundação T6

Para a calibração dos coeficientes de amortecimento de Rayleigh, método empregado no PLAXIS, utilizou-se duas frequências amortecidas para modelo, a partir de sua frequência natural. No modelo não amortecido da seção foi aplicado uma carga de pulso de 10 000 kN, de forma a provocar vibração livre no modelo. A Figura 3.20 ilustra a vibração livre gerada pela carga de pulso. O período médio observado no amortecimento do sistema é de aproximadamente 0,36 s, o que gera uma frequência natural de 2,778 Hz. Utilizando a metodologia proposta por (WOODWARD; GRIFFITHS, 1996), determinou-se os valores de α e β iguais a 0,277 e 0,036, respectivamente.

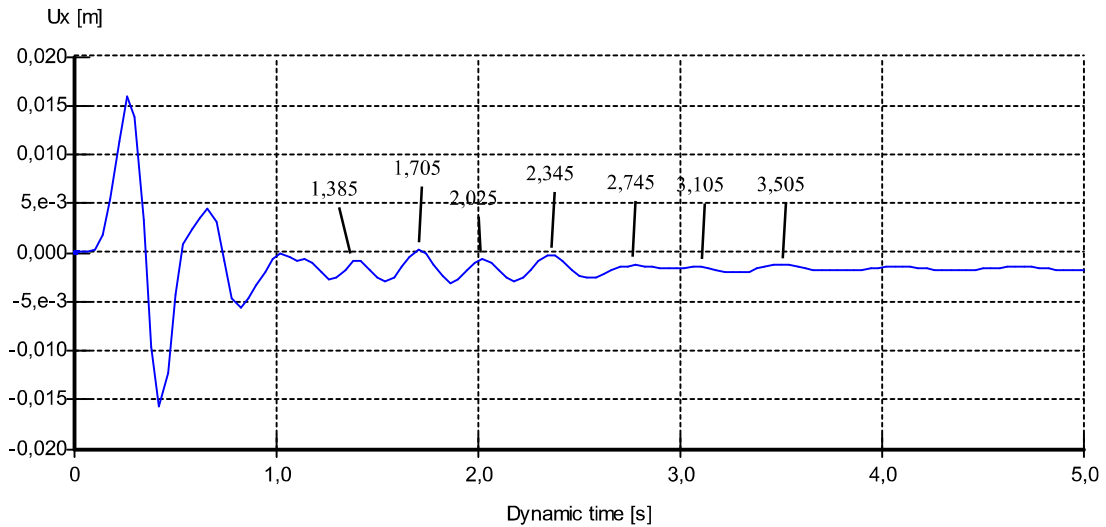


Figura 3.20 – SE1 – TA0 – Deslocamento horizontal para o modelo não amortecido da seção S1

Com base nos dados dos solos típicos de Maringá (CAVALCANTE et al., 2007) e no perfil geotécnico do solo da seção S1, os parâmetros dos solos apresentados no Quadro 3.9 foram adotados.

Quadro 3.9 – Propriedades dos solos na seção S1

Parâmetro	Unidade	Solo de alteração de basalto	Solo evoluído
Modelo	-	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Peso específico natural	γ_n (kN/m ³)	16,75	14,50
Módulo de elasticidade	E (kN/m ²)	33 600	6 216
Índice de vazios	e	1,625	1,975
Ângulo de atrito interno (efetivo)	ϕ' (grau)	24	30
Intercepto de coesão	c' (kN/m ²)	30	10
Ângulo de dilatância	ψ (grau)	0	0
Coefficiente de Poisson	ν	0,30	0,30
Rayleigh alpha	α	0,277	0,277
Rayleigh beta	β	0,036	0,036
Razão de amortecimento	ξ	10%	10%

3.2.4 Seção S2

Nesta seção será desenvolvido uma análise dos efeitos da vibração do solo induzidas pelo tráfego de trem no túnel abaixo da Avenida Advogado Horácio Racanello Filho em um edifício composto por 3 subsolos, com nível do subsolo estando na profundidade de -9,00 m.

A estrutura de contenção da edificação foi desenvolvida em cortina de estacas com diâmetro de 0,60 m e espaçamento entre os eixos das estacas de 1,00 m. e profundidade total de 17,00 m. O preenchimento foi feito com concreto projetado.

As fundações do edifício foram desenvolvidas em tubulões com diâmetro variável e bases alargadas. Para as análises as pequenas variações nas cotas da base foram desprezadas e um comprimento único de 11,00 m foi adotado para todos os elementos estruturais de fundação. A situação esquemática da seção analisada é apresentada na Figura 3.22. A planta de locação das fundações é apresentada no Anexo C.

No local de implantação da obra foram realizados 4 furos de sondagem do tipo SPT, conforme ilustrado na Figura 2.25.

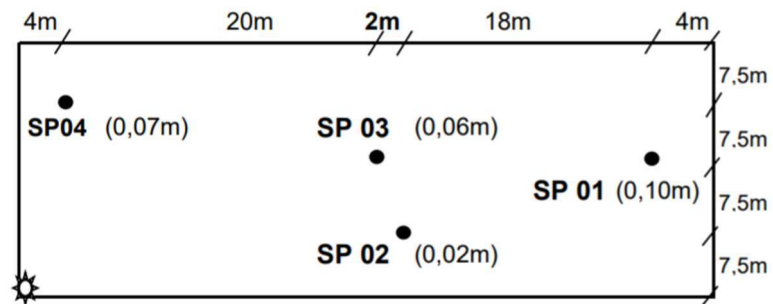


Figura 3.21 – Seção S2: Locação das sondagens

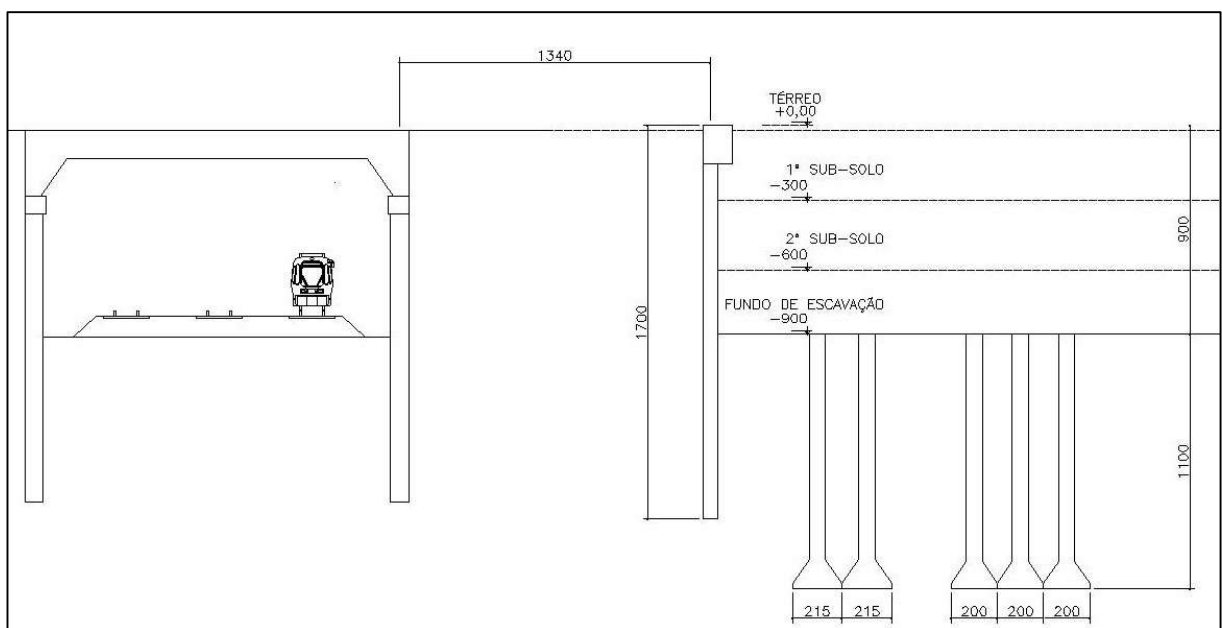


Figura 3.22 – Seção S2: Situação esquemática. Medidas em centímetros

As sondagens tipo SPT revelaram que a camada superficial do subsolo no local de implantação da obra é de solo evoluído (Latosolo Vermelho Férrico), proveniente de alteração de basalto, constituída de argila siltosa, de cor marrom escuro, com espessura de 10,40 m. Abaixo dessa camada superficial encontra-se uma camada de alteração de basalto, também constituída de argila siltosa, de cor marrom cinza, com espessura variando entre 4,10 m e 13,60 m. Abaixo encontra-se uma camada de alteração de basalto, constituída de argila muito siltosa, cor marrom claro e cinza e marrom e cinza, com espessura variando entre 1,00 m e 10,60 m. Foi observado também uma lente de solo de alteração de basalto constituída de argila siltosa seguido de uma camada de solo de alteração de basalto constituída de silte argiloso, com espessura variando entre 2,50 m e 3,00 m. Abaixo das duas camadas de solo encontra-se a rocha basáltica. Nas sondagens não foram observadas nível d'água do subsolo. As sondagens foram realizadas no dia 20/09/2012. Todas as sondagens são apresentadas no Anexo D.

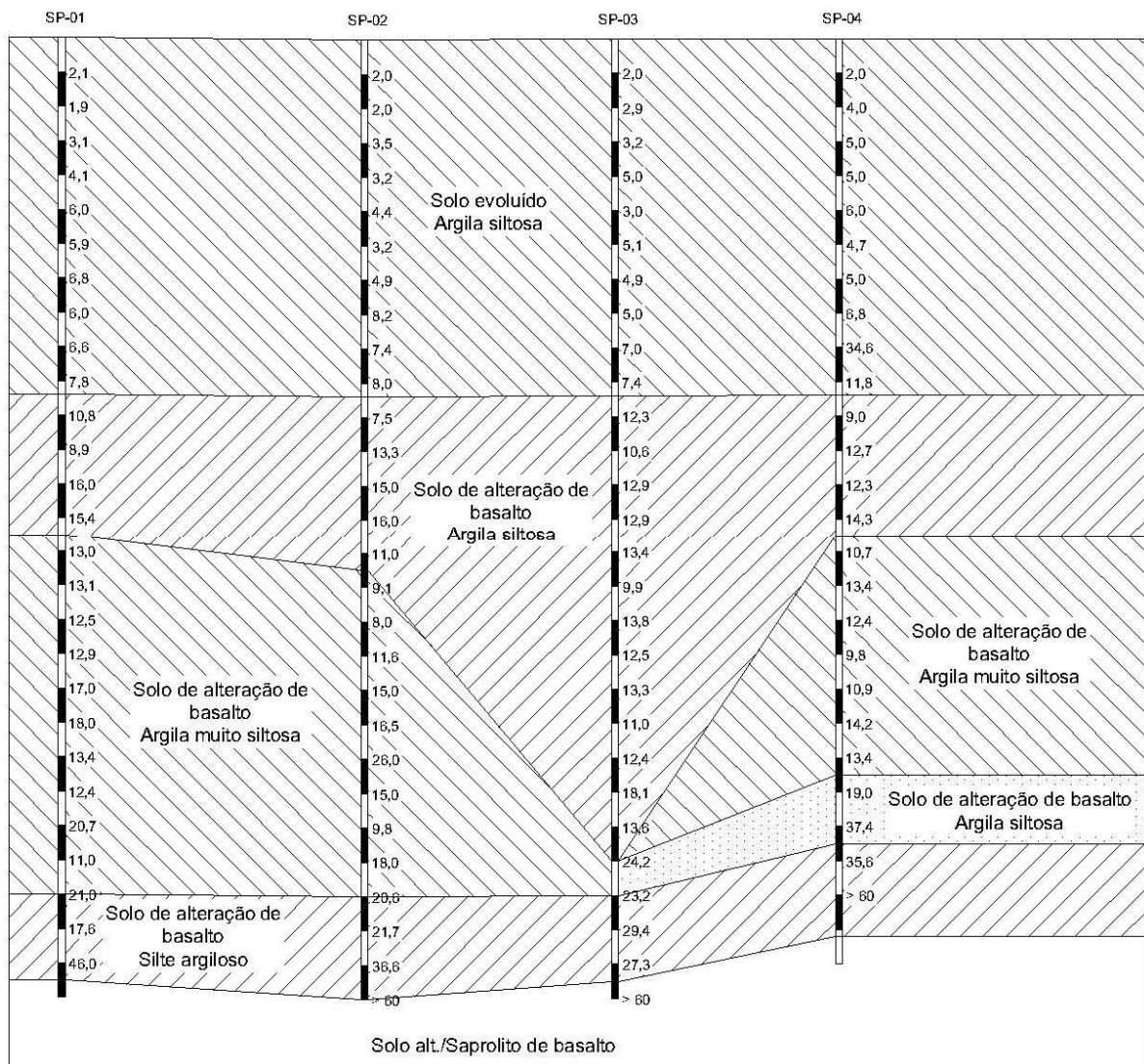


Figura 3.23 - Seção S2: Perfil geotécnico

Com base nas características dos elementos estruturais da cortina, os parâmetros adotados nas análises da seção S2 são apresentadas na Quadro 3.10 a seguir. No Quadro 3.11 são apresentados os parâmetros adotados para os fustes e bases dos tubulões na seção S2.

Quadro 3.10 – Propriedades dos materiais utilizados nos elementos da contenção na seção S2

Parâmetro	Unidade	Laje de Fundo	Cortina edificação
Tipo de elemento	-	Placa	Placa
Modelo	-	Elástico Linear	Elástico Linear
Módulo de elasticidade, E	kN/m ²	30 000 000	30 000 000
Coefficiente de Poisson, ν	-	0,25	0,25
Rigidez axial, EA	kN/m	12 000 000	3 770 000
Rigidez a flexão, EI	kN m ² /m	160 000	37 700

Quadro 3.11 – Propriedades dos materiais utilizados nos tubulões na seção S2

Parâmetro	Unidade	Fuste $\phi 0,70$ m	Base $\phi 2,15$ m
Tipo de elemento	-	Tirante	Placa
Modelo	-	Elástico Linear	Elástico Linear
Rigidez axial, EA	kN/m	11 550 000	108 900 000
Rigidez a flexão, EI	kN m ² /m	-	31 470 000

A Figura 3.24 ilustra o modelo gerado para as análises da seção S2 com base na geométrica obtida dos projetos do túnel e da edificação. Os valores das cargas inseridas nos elementos de fundação do modelo são apresentados na Quadro 3.12.

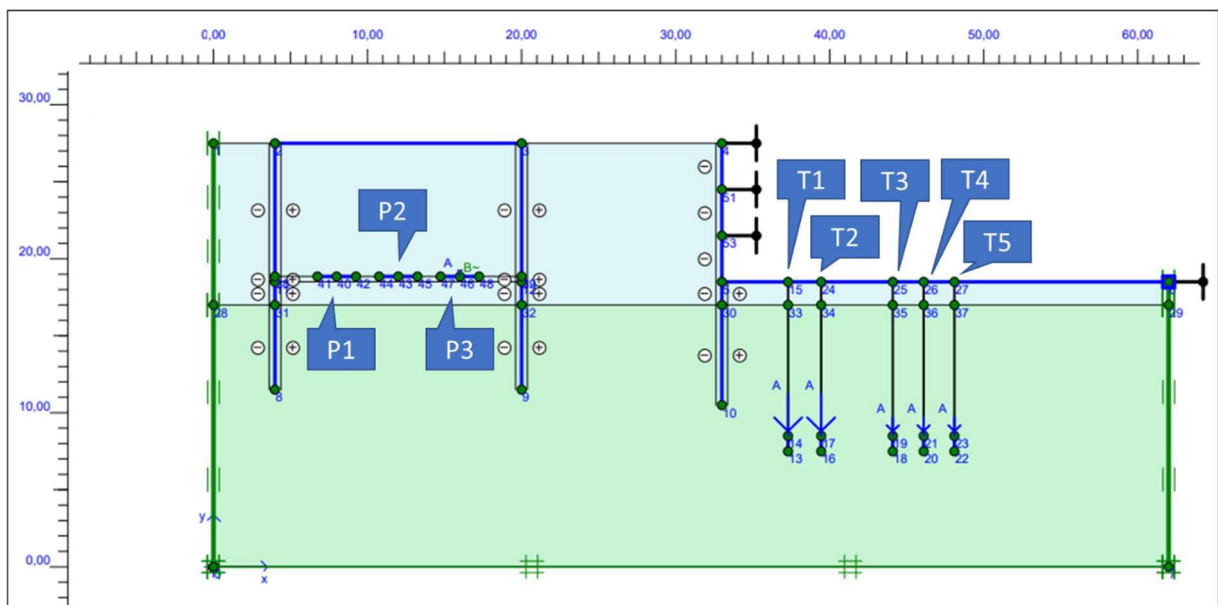


Figura 3.24 – Modelo utilizado nas análises da seção S2

Quadro 3.12 – Carga axiais nos elementos de fundação da seção S2

Elemento de fundação	Carga axial (kN)
T1	1393
T2	1393
T3	604
T4	604
T5	604

Neste modelo foram observados 7 pontos na estrutura da cortina e elementos da fundação conforme descritos no Quadro 3.13.

Quadro 3.13 – Pontos avaliados no modelo numérico da seção S2

Ponto	Descrição
A	Topo da cortina da edificação
B	Base da cortina da edificação
C	Base do elemento de fundação T1
D	Base do elemento de fundação T2
E	Base do elemento de fundação T3
F	Base do elemento de fundação T4
G	Base do elemento de fundação T5

Para a calibração dos coeficientes de amortecimento de Rayleigh, método empregado no PLAXIS, utilizou-se duas frequências amortecidas para modelo, a partir de sua frequência natural. No modelo não amortecido da seção foi aplicado uma carga de pulso de 10 000 kN, de forma a provocar vibração livre no modelo. A Figura 3.25 ilustra a vibração livre gerada pela carga de pulso. O período médio observado no amortecimento do sistema é de aproximadamente 0,704 s, o que gera uma frequência natural de 1,42 Hz. Utilizando a metodologia proposta por (WOODWARD; GRIFFITHS, 1996), determinou-se os valores de α e β iguais a 0,142 e 0,071, respectivamente.

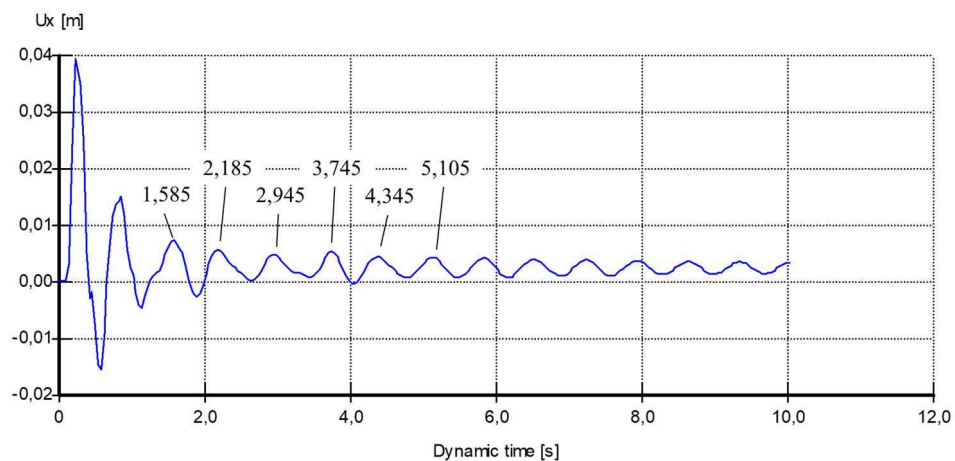


Figura 3.25 – SE2 – TA0 – Deslocamento horizontal para o modelo não amortecido da seção S2

Com base nos dados dos solos típicos de Maringá (CAVALCANTE et al., 2007) e no perfil geotécnico do solo da seção S2, os parâmetros dos solos apresentados no Quadro 3.14 foram adotados.

Quadro 3.14 – Propriedades dos solos na seção S2

Parâmetro	Unidade	Solo de alteração de basalto	Solo evoluído
Modelo	-	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Peso específico natural	γ_n (kN/m ³)	16,75	14,50
Módulo de elasticidade	E (kN/m ²)	22 500	7 105
Índice de vazios	e	1,625	1,975
Ângulo de atrito interno (efetivo)	ϕ' (grau)	24	30
Intercepto de coesão	c' (kN/m ²)	30	10
Ângulo de dilatância	ψ (grau)	0	0
Coeficiente de Poisson	ν	0,30	0,30
Rayleigh alpha	α	0,142	0,142
Rayleigh beta	β	0,071	0,071
Razão de amortecimento	ξ	10%	10%

3.2.5 Seção S3

Nesta seção será desenvolvido uma análise dos efeitos da vibração do solo induzidas pelo tráfego de trem no túnel abaixo da Avenida Advogado Horácio Racanello Filho em um edifício composto por 3 subsolos, com nível do 3º subsolo estando na profundidade de -10,50 m.

A estrutura de contenção da edificação foi desenvolvida em perfis metálicos com pranchas pré-moldadas composta por estacas metálicas com perfil metálico tipo W250X38.5 simples de aço e placas duplas de concreto com $f_{ck} = 20$ MPa e profundidade total de -14,0 m.

As fundações do edifício foram desenvolvidas em tubulões com diâmetro variável e bases alargadas. Para as análises as pequenas variações nas cotas da base foram desprezadas e um comprimento único de 4,80 m foi adotado para todos os elementos estruturais de fundação. A situação esquemática da seção analisada é apresentada na Figura 3.27. A planta de locação da fundação é apresentada no Anexo E.

No local de implantação da obra foram realizados 2 furos de sondagem do tipo SPT, conforme ilustrado na Figura 3.26.

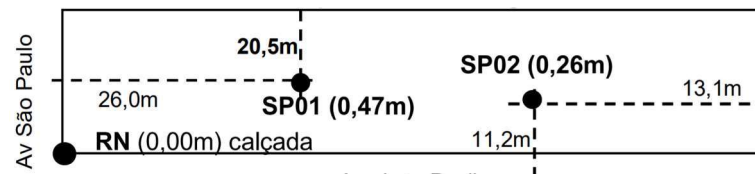


Figura 3.26 – Seção S3: Localização das sondagens

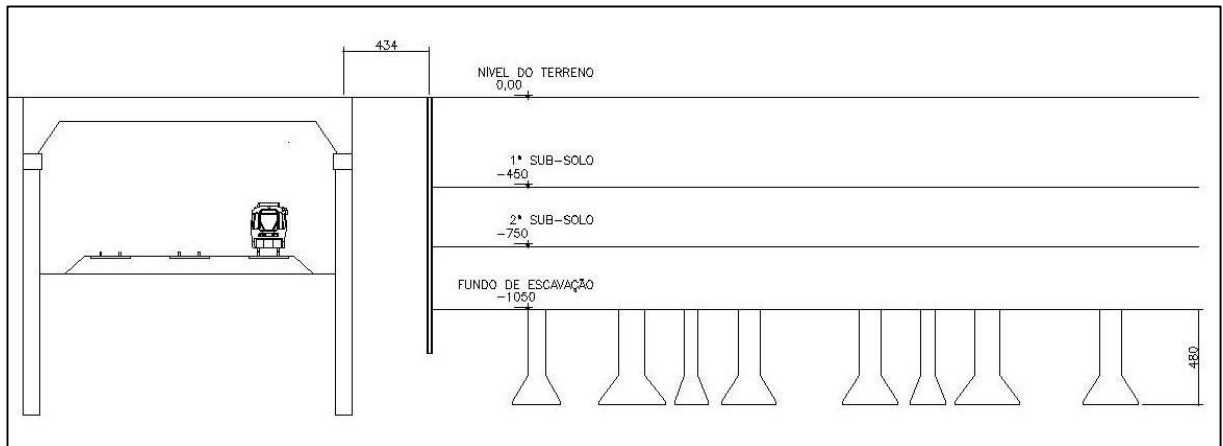


Figura 3.27 – Seção S3: Situação esquemática. Medidas em centímetros

As sondagens tipo SPT revelaram que a camada superficial do subsolo no local de implantação da obra é de solo evoluído (Latossolo Vermelho Férrico), proveniente de alteração de basalto, constituída de argila siltosa, de cor marrom, com espessura de 14,50 m. Abaixo dessa camada superficial encontra-se uma camada de alteração de basalto, também constituída de argila siltosa, de cor variegada, com espessura variando entre 7,00 m e 10,00 m. Abaixo encontra-se uma camada de alteração de basalto, constituída de silte argilo-arenoso, cor marrom e cinza e cinza esverdeado, com espessura de 2,00 m, seguido de uma camada de solo de alteração de basalto constituída de silte areno-argiloso, cor cinza esverdeado e marrom, Abaixo das quatro camadas de solo encontra-se a rocha basáltica. Nas sondagens não foram observadas nível d'água do subsolo. As sondagens foram realizadas no dia 01/12/2011. Todas as sondagens são apresentadas no Anexo F.

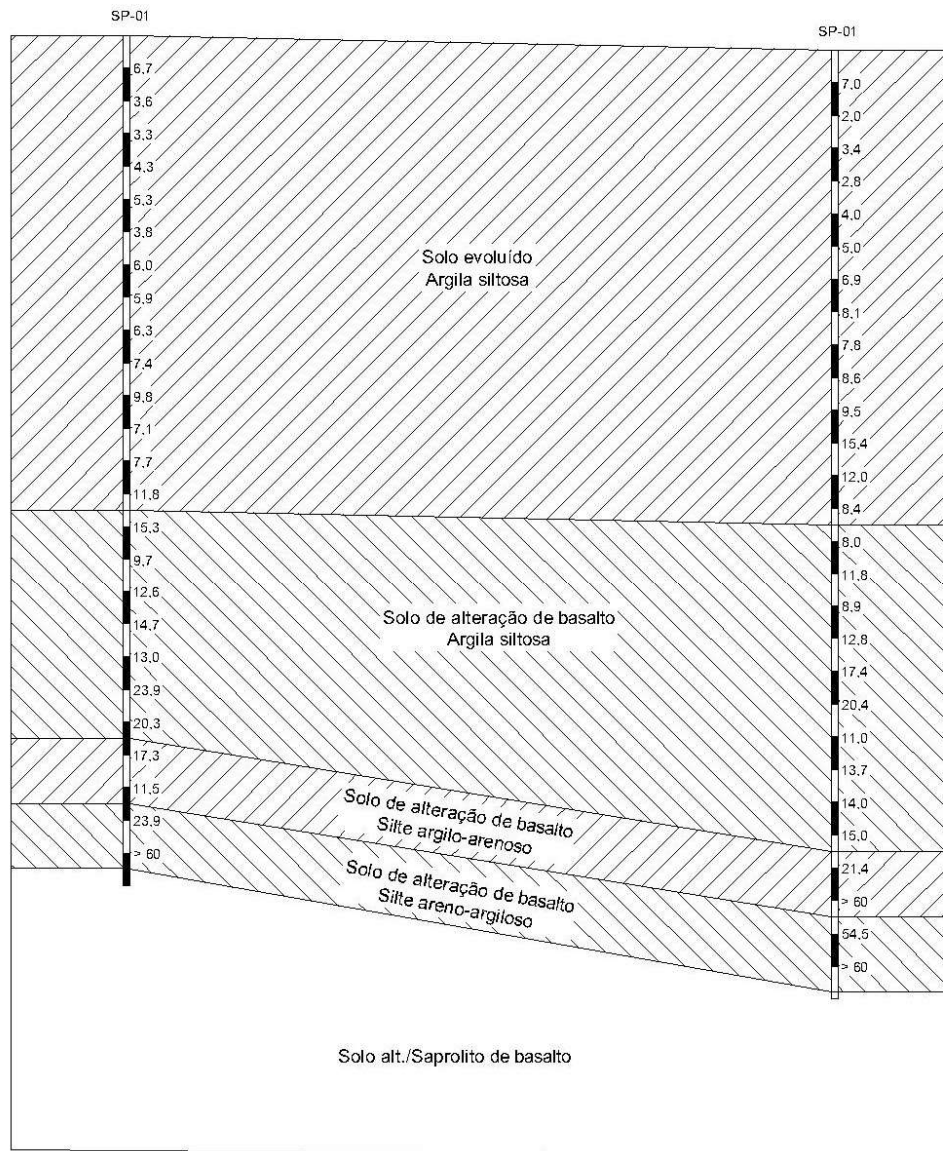


Figura 3.28 - Seção S3: Perfil geotécnico

Com base nas características dos elementos estruturais da cortina, os parâmetros adotados nas análises da seção S3 são apresentadas no Quadro 3.15 a seguir. No Quadro 3.16 e Quadro 3.17 são apresentados os parâmetros adotados para os fustes e bases dos tubulões na seção S3.

Quadro 3.15 – Propriedades dos materiais utilizados nos elementos da contenção na seção S3

Parâmetro	Unidade	Laje de Fundo	Cortina edificação
Tipo de elemento	-	Placa	Placa
Modelo	-	Elástico Linear	Elástico Linear
Módulo de elasticidade, E	kN/m ²	30 000 000	30 000 000
Coefficiente de Poisson, ν	-	0,25	0,25
Rigidez axial, EA	kN/m	12 000 000	1 017 000
Rigidez a flexão, EI	kN m ² /m	160 000	12 420

Quadro 3.16 – Propriedades dos materiais utilizados nos fustes dos tubulões na seção S3

Parâmetro	Unidade	Base $\phi 1,70$ m	Base $\phi 1,80$ m	Base $\phi 2,40$ m	Base $\phi 2,75$ m	Base $\phi 2,80$ m	Base $\phi 3,30$ m	Base $\phi 3,35$ m
Tipo de elemento	-	Placa	Placa	Placa	Placa	Placa	Placa	Placa
Modelo	-	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear
Rigidez axial, EA	kN/m	68 100 000	76 300 000	136 000 000	178 000 000	185 000 000	257 000 000	264 000 000
Rigidez a flexão, EI	kN m ² /m	12 300 000	15 500 000	48 900 000	84 200 000	90 500 000	175 000 000	185 000 000

Quadro 3.17 – Propriedades dos materiais utilizados nas bases dos tubulões na seção S3

Parâmetro	Unidade	Base $\phi 1,70$ m	Base $\phi 1,80$ m	Base $\phi 2,40$ m	Base $\phi 2,75$ m	Base $\phi 2,80$ m	Base $\phi 3,30$ m	Base $\phi 3,35$ m
Tipo de elemento	-	Placa	Placa	Placa	Placa	Placa	Placa	Placa
Modelo	-	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear	Elástico Linear
Rigidez axial, EA	kN/m	68 100 000	76 300 000	136 000 000	178 000 000	185 000 000	257 000 000	264 000 000
Rigidez a flexão, EI	kN m ² /m	12 300 000	15 500 000	48 900 000	84 200 000	90 500 000	175 000 000	185 000 000

A Figura 3.29 ilustra o modelo gerado para as análises da seção S2 com base na geométrica obtida dos projetos do túnel e da edificação. Os valores das cargas inseridas nos elementos de fundação do modelo são apresentados no Quadro 3.18.

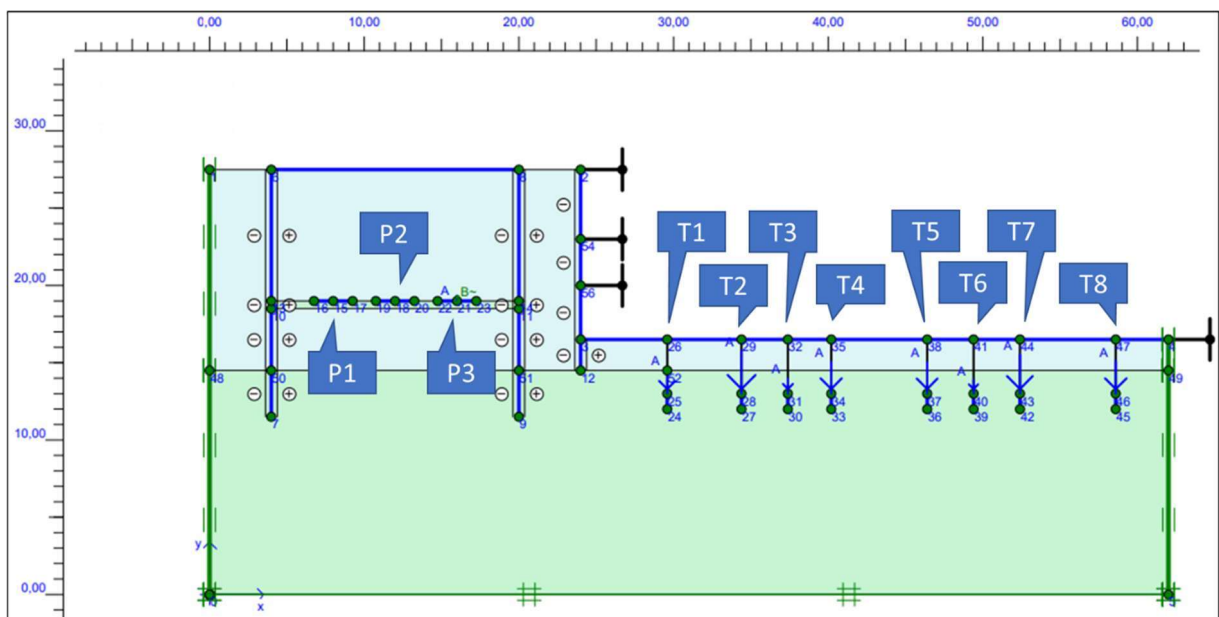


Figura 3.29 – Modelo utilizado nas análises da seção S3

Quadro 3.18 – Carga axiais nos elementos de fundação da seção S3

Elemento de fundação	Carga axial (kN)
T1	317
T2	548
T3	198
T4	416
T5	411
T6	179
T7	506
T8	421

Neste modelo foram observados 10 pontos na estrutura da cortina e elementos da fundação conforme descritos no Quadro 3.19.

Quadro 3.19 – Pontos avaliados no modelo numérico da seção S3

Ponto	Descrição
A	Topo da cortina da edificação
B	Base da cortina da edificação
C	Base do elemento de fundação T1
D	Base do elemento de fundação T2
E	Base do elemento de fundação T3
F	Base do elemento de fundação T4
G	Base do elemento de fundação T5
H	Base do elemento de fundação T6
I	Base do elemento de fundação T7
J	Base do elemento de fundação T8

Para a calibração dos coeficientes de amortecimento de Rayleigh, método empregado no PLAXIS, utilizou-se duas frequências amortecidas para modelo, a partir de sua frequência natural. No modelo não amortecido da seção foi aplicado uma carga de pulso de 10 000 kN, de forma a provocar vibração livre no modelo. A Figura 3.30 ilustra a vibração livre gerada pela carga de pulso. O período médio observado no amortecimento do sistema é de aproximadamente 0,496 s, o que gera uma frequência natural de 2,016 Hz. Utilizando a metodologia proposta por (WOODWARD; GRIFFITHS, 1996), determinou-se os valores de α e β iguais a 0,201 e 0,050, respectivamente.

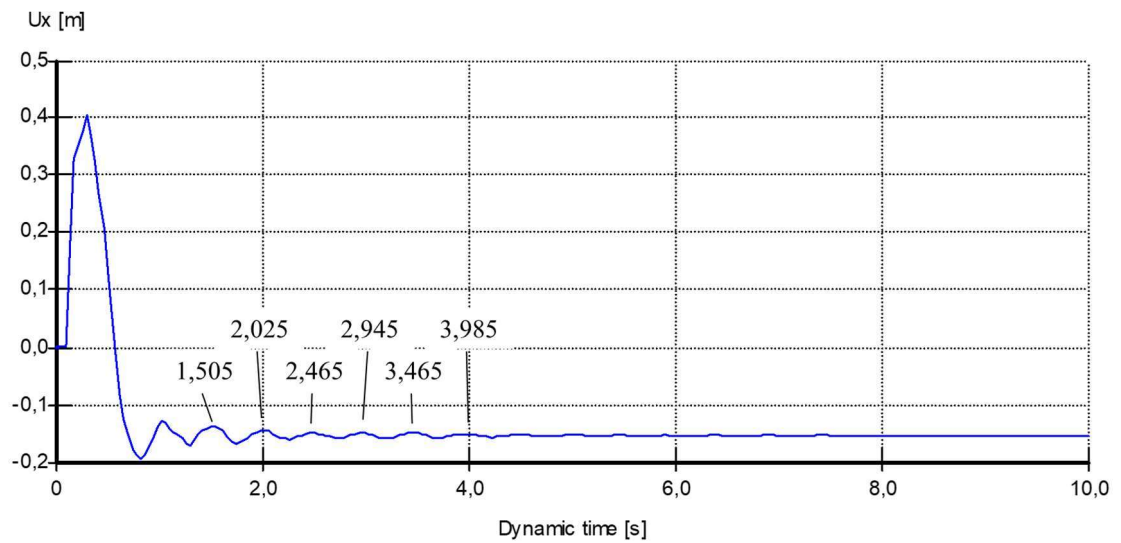


Figura 3.30 – SE3 – TA0 – Deslocamento horizontal para o modelo não amortecido da seção S3

Com base nos dados dos solos típicos de Maringá (CAVALCANTE et al., 2007) e no perfil geotécnico do solo da seção S2, os parâmetros dos solos apresentados no Quadro 3.20 foram adotados.

Quadro 3.20 – Propriedades dos materiais utilizados nos elementos da contenção na seção S3

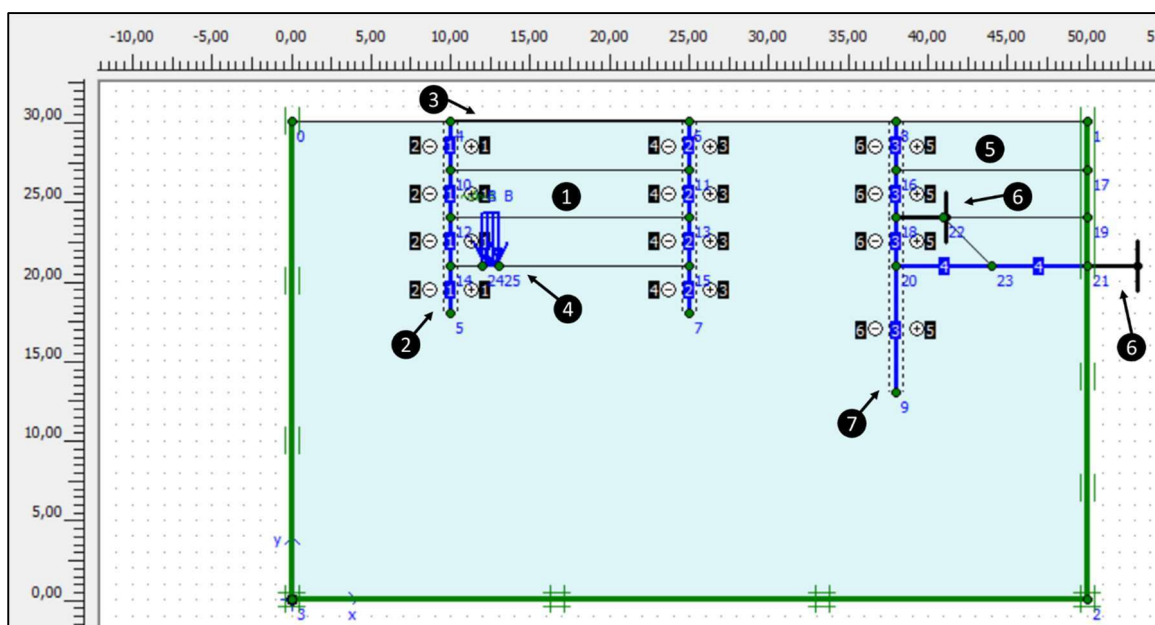
Parâmetro	Unidade	Solo de alteração de basalto	Solo evoluído
Modelo	-	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Peso específico natural	γ_n (kN/m ³)	16,75	14,50
Módulo de elasticidade	E (kN/m ²)	23 620	9 495
Índice de vazios	e	1,625	1,975
Ângulo de atrito interno (efetivo)	ϕ' (grau)	24	30
Intercepto de coesão	c' (kN/m ²)	30	10
Ângulo de dilatância	ψ (grau)	0	0
Coefficiente de Poisson	ν	0,30	0,30
Rayleigh alpha	α	0,201	0,201
Rayleigh beta	β	0,050	0,050
Razão de amortecimento	ξ	10%	10%

3.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Para averiguar a influência dos parâmetros de amortecimento do solo foram desenvolvidas análises numéricas comparando os resultados devido a operação do túnel. Nessas simulações foram comparados os deslocamentos e acelerações do topo e da base da cortina de

contenção e laje de fundo da edificação, pontos na superfície do terreno, na cortina do túnel e no interior do maciço de solos de uma seção genérica.

Na Figura 3.31 podem ser observados os seguintes elementos inseridos no modelo das análises paramétricas.



Legenda:

1 – Etapas de escavação do túnel a céu aberto

2 – Cortinas de estacas do túnel

3 – Vigas principais do túnel

4 – Carga linear dinâmica

5 – Etapas de escavação do subsolo da edificação

6 – Cortina de estacas da contenção da edificação

7 – Pontos de ancoragem fixas das lajes do subsolo

Figura 3.31 – Modelo da seção genérica utilizada na análise paramétrica

Na análise paramétrica foram avaliados 6 valores de taxa de amortecimento do solo, ξ (0%, 1%, 5%, 50%, 100% e 200%) e, para cada uma das taxas adotadas, foi avaliada a influência da variação da amplitude (5, 10, 20 e 40) e da frequência da carga dinâmica (1, 2, 4, 8, 16, 32 e 64 Hz), conforme observado na Quadro 3.21 e Quadro 3.22.

Quadro 3.21 – Nomenclatura da análise da variação da amplitude da carga para diferentes taxas de amortecimento

ξ (%)	Amplitude			
	5	10	20	40
0	SG01-TA0-A5	SG01-TA0-A10	SG01-TA0-A20	SG01-TA0-A40
1	SG01-TA1-A5	SG01-TA1-A10	SG01-TA1-A20	SG01-TA1-A40
5	SG01-TA5-A5	SG01-TA5-A10	SG01-TA5-A20	SG01-TA5-A40
50	SG01-TA50-A5	SG01-TA50-A10	SG01-TA50-A20	SG01-TA50-A40
100	SG01-TA100-A5	SG01-TA100-A10	SG01-TA100-A20	SG01-TA100-A40
200	SG01-TA200-A5	SG01-TA200-A10	SG01-TA200-A20	SG01-TA200-A40

Quadro 3.22 – Nomenclatura da análise da variação da frequência da carga para diferentes taxas de amortecimento

ξ (%)	Frequência						
	1	2	4	8	16	32	64
0	SG01-TA0-F1	SG01-TA0-F2	SG01-TA0-F4	SG01-TA0-F8	SG01-TA0-F16	SG01-TA0-F32	SG01-TA0-F64
1	SG01-TA1-F1	SG01-TA1-F2	SG01-TA1-F4	SG01-TA1-F8	SG01-TA1-F16	SG01-TA1-F32	SG01-TA1-F64
5	SG01-TA5-F1	SG01-TA5-F2	SG01-TA5-F4	SG01-TA5-F8	SG01-TA5-F16	SG01-TA5-F32	SG01-TA5-F64
50	SG01-TA50-F1	SG01-TA50-F2	SG01-TA50-F4	SG01-TA50-F8	SG01-TA50-F16	SG01-TA50-F32	SG01-TA50-F64
100	SG01-TA100-F1	SG01-TA100-F2	SG01-TA100-F4	SG01-TA100-F8	SG01-TA100-F16	SG01-TA100-F32	SG01-TA100-F64
200	SG01-TA200-F1	SG01-TA200-F2	SG01-TA200-F4	SG01-TA200-F8	SG01-TA200-F16	SG01-TA200-F32	SG01-TA200-F64

Nas análises paramétricas foi considerado solo siltoso em toda a extensão do meio e adotado o modelo de Mohr-Coulomb. As propriedades do solo, concreto e elementos de placa (cortinas) são apresentados no Quadro 3.23.

Quadro 3.23 – Propriedades dos materiais utilizados na análise paramétrica

Material	Parâmetro	Unidade	Valor
Solo siltoso	Modelo	-	Mohr-Coulomb
	Peso específico, γ	kN/m ³	16
	Peso específico saturado, γ_{sat}	kN/m ³	20
	Módulo de elasticidade, E'	kN/m ²	60 000
	Intercepto de coesão efetiva, c'	kN/m ²	10
	Ângulo de atrito, ϕ'	-	27°
	Ângulo de dilatação, ψ	-	0°
Concreto	Modelo	-	Linear elástico
	Peso específico, γ	kN/m ³	25
	Módulo de elasticidade, E	kN/m ²	30 000 000
	Coefficiente de Poisson, ν	-	0,25
Cortinas	Tipo de material	-	Elástico
	Rigidez Axial, EA	kN/m	12 000 000
	Rigidez a flexão, EI	kN m ² /m	120 000

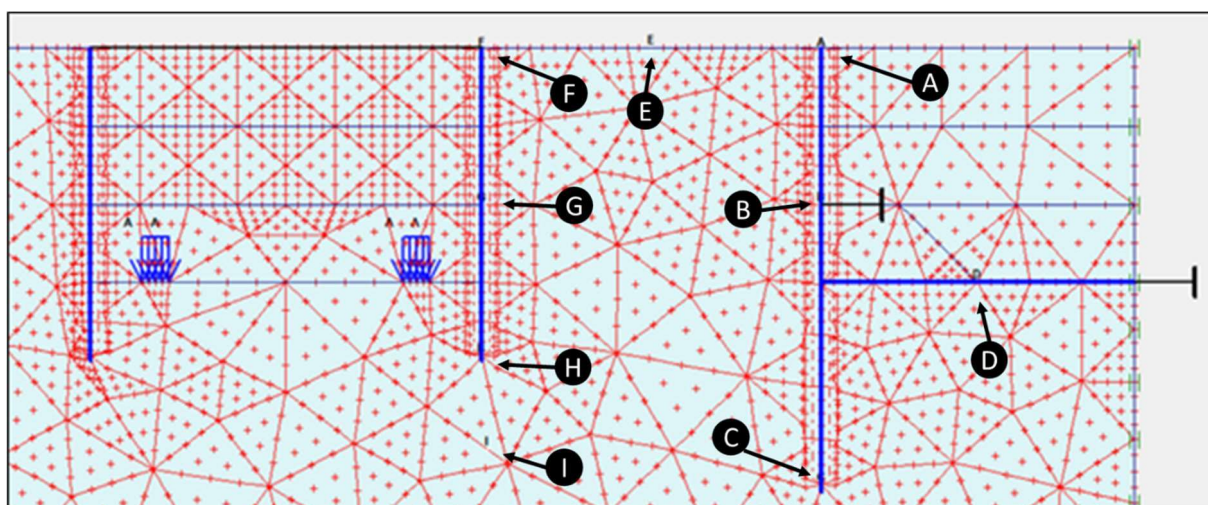
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados, primeiramente, os resultados obtidos pela análise numérica da seção genérica com razão $H/D = 0,60$ considerando a variação do parâmetro de amortecimento do solo, ξ , amplitude e frequência da carga dinâmica.

Após serão apresentadas as análises das seções de interesse com seus respectivos resultados.

4.1 APRESENTAÇÃO E RESULTADOS DA ANÁLISE PARAMÉTRICA

Para averiguar os efeitos gerados pela variação da taxa de amortecimento e parâmetros de carregamento, 9 pontos foram selecionados: no topo da cortina de estacas da edificação, na base da cortina de estacas da edificação e em um ponto intermediário na laje de fundo da edificação. Os resultados das análises são apresentados a seguir.



Legenda:

- | | |
|---|--|
| A – Topo da cortina da edificação | F – Topo da cortina do túnel |
| B – Ponto de instalação da viga intermediária da edificação | G – Ponto intermediário na cortina do túnel |
| C – Base da cortina da edificação | H – Base da cortina do túnel |
| D – Ponto intermediário na laje de fundo da edificação | I – Ponto no maciço do solo abaixo da cortina (prof. aproximada de 15 m) |
| E – Ponto intermediário entre as cortinas do túnel e edificação | |

Figura 4.1 – Pontos avaliados na análise paramétrica

4.1.1 Efeito da variação da amplitude do carregamento

A Figura 4.2 ilustra os resultados obtidos no ponto I, para diferentes taxas de amortecimento e amplitudes de carregamento. No modelo não amortecido, $TA = 0\%$, verificou-se um aumento linear da aceleração induzida pela vibração no ponto I. O comportamento foi semelhante para as outras taxas de amortecimento. Esta constatação pode ser verificada na Figura 4.3, em que foram extraídas as acelerações máximas com suas respectivas amplitudes de carregamento para $TA = 0\%$, obtendo-se uma regressão linear com $R^2 = 1$. Verifica-se também que após o encerramento da carga móvel a aceleração é reduzida de forma mais abrupta para quanto maior for a taxa de amortecimento. Observou-se que os picos de aceleração apresentam mesma ordem de grandeza para a mesma amplitude, dada uma taxa de amortecimento.

Os deslocamentos obtidos no ponto I reduzem durante a etapa do carregamento, até o tempo 0,5 s, e após o fim do carregamento dinâmico um deslocamento residual da ordem de 10% do deslocamento máximo obtido é observado no tempo de 1,0 s. Verificou-se ainda que os deslocamentos são inversamente proporcionais à taxa de amortecimento do solo e são diretamente proporcionais com o aumento da amplitude de carregamento, conforme ilustra a Figura 4.4.

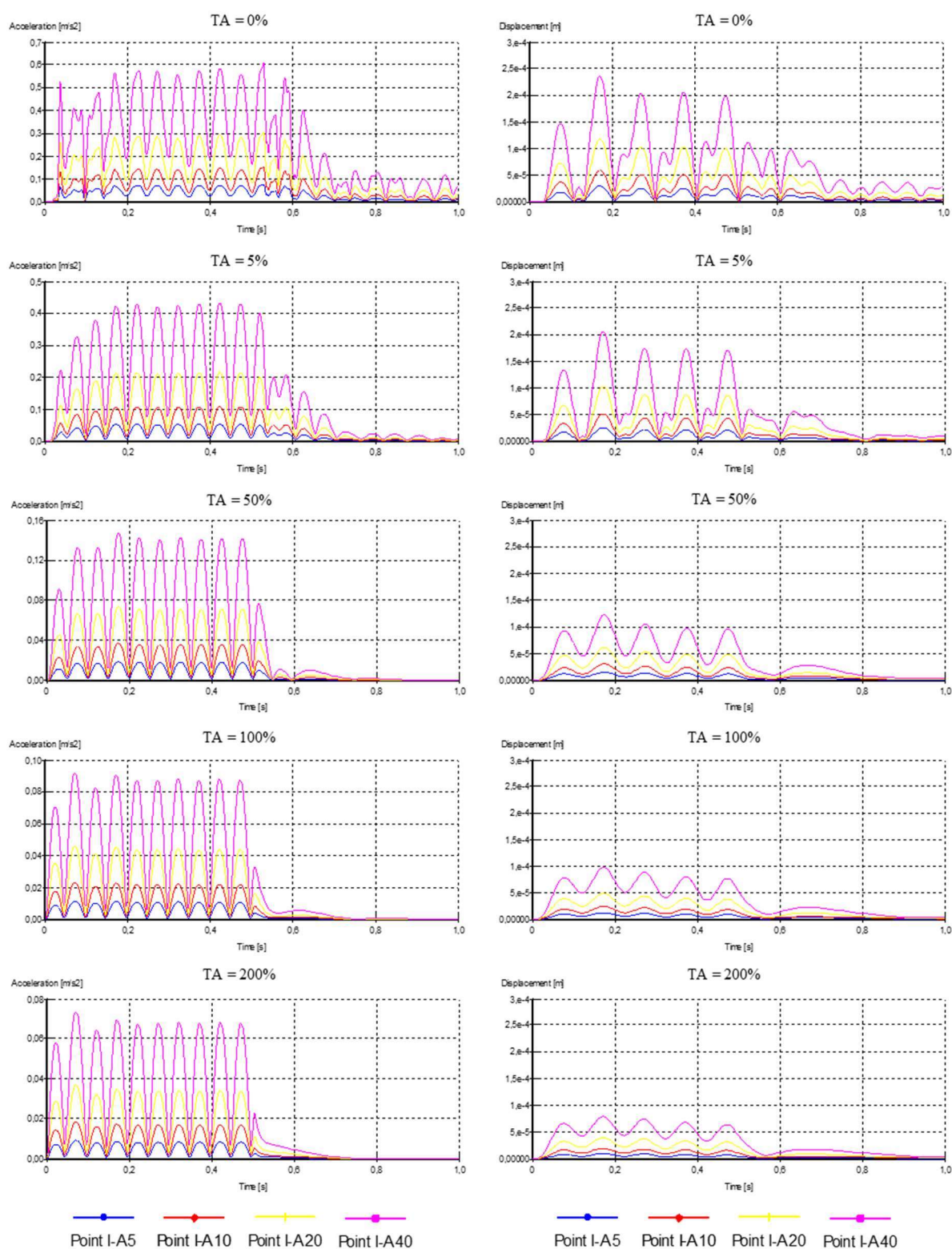


Figura 4.2 – SG1-TAV-AV - Módulo das acelerações e deslocamentos no ponto I, interior do maciço de solos, para diferentes taxas de amortecimento e amplitudes de carregamento

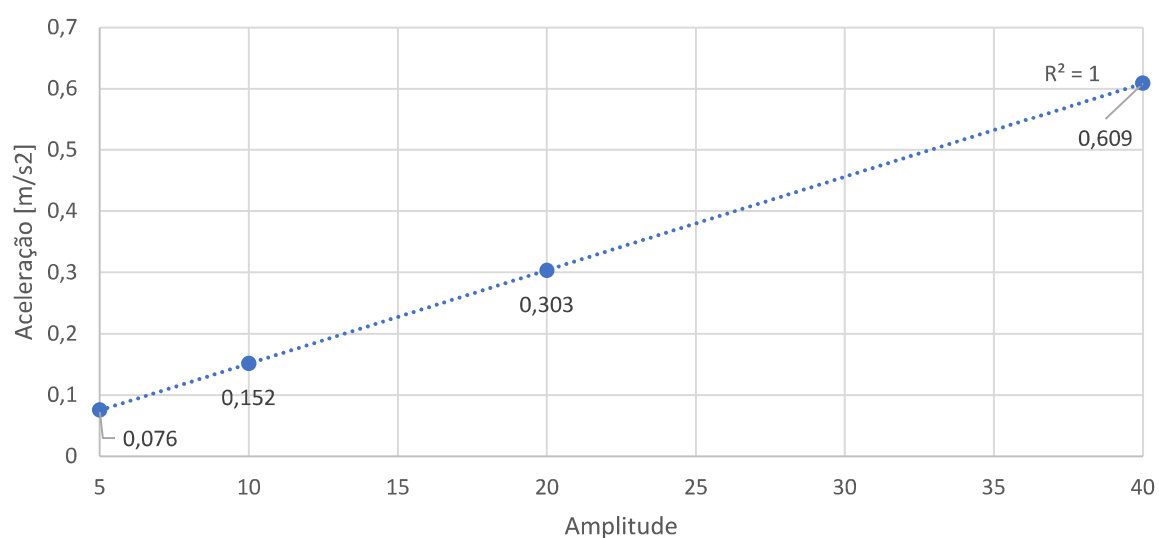


Figura 4.3 - SG1-TA0-AV – Acelerações máximas obtidas com suas respectivas amplitudes no ponto I, interior do maciço de solos

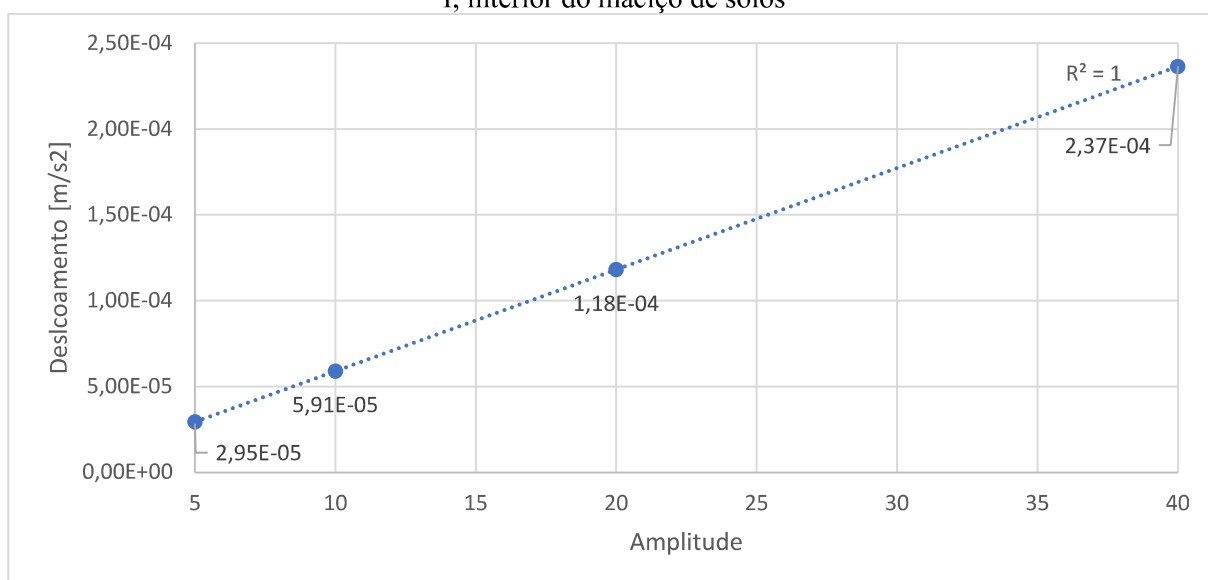


Figura 4.4 - SG1-TA0-AV – Deslocamentos máximos obtidos com suas respectivas amplitudes no ponto I, interior do maciço de solos

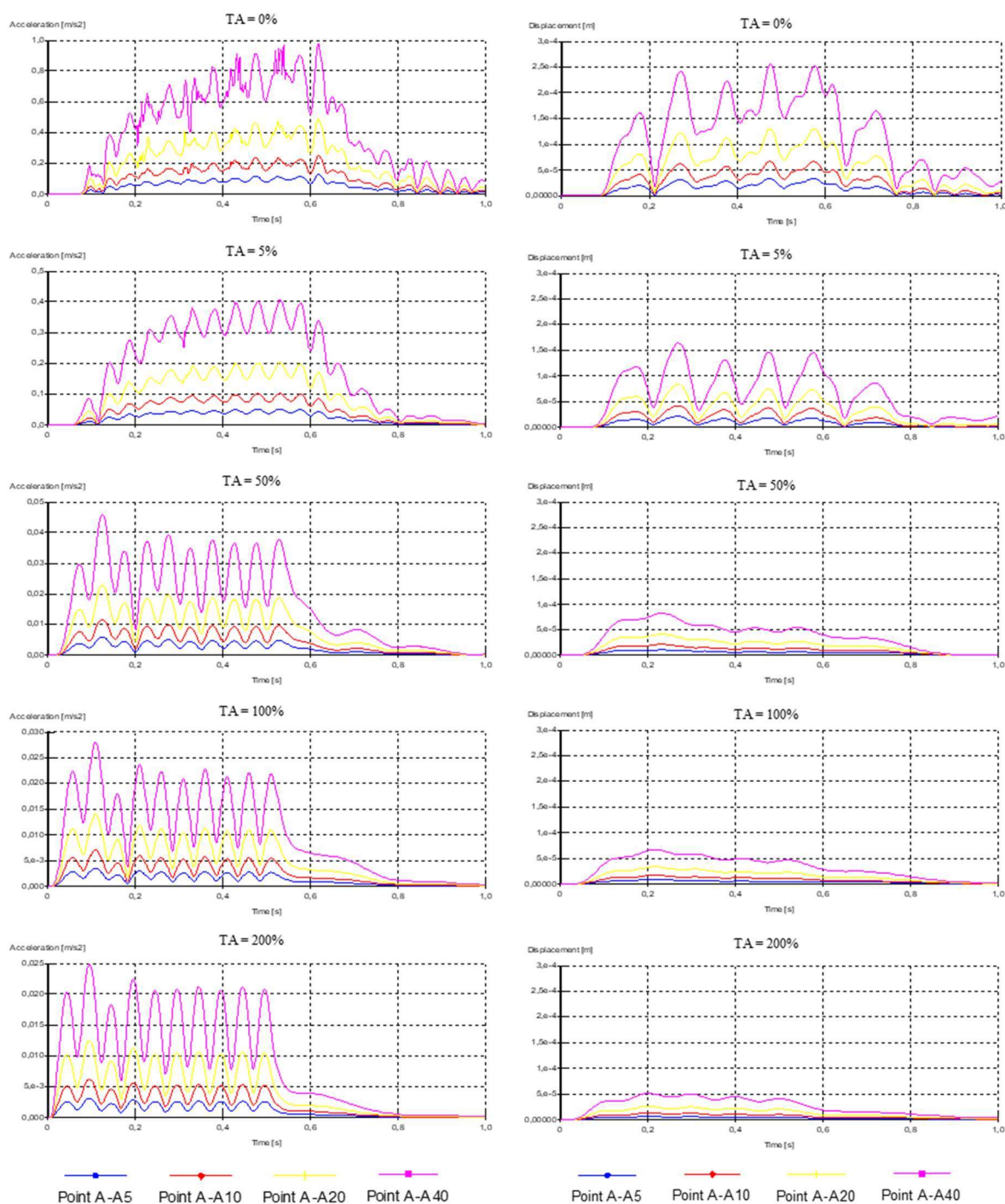


Figura 4.5 – SG1-TAV-AV – Módulo das acelerações e deslocamentos no ponto A, topo da cortina, para diferentes taxas de amortecimento e amplitudes de carregamento

A Figura 4.6 ilustra as acelerações obtidas nos pontos inseridos na estrutura da edificação para $TA = 0\%$. Observa-se que a maior aceleração, em módulo, ocorre no topo da cortina, enquanto nos outros pontos da estrutura os valores máximos obtidos são próximos. A aceleração máxima obtida no topo da cortina foi de $0,971 \text{ m/s}^2$ para uma amplitude igual a 40 e obteve-se uma aceleração de $0,609 \text{ m/s}^2$ no ponto I, interior do maciço. Observa-se então, que

o topo da cortina apresenta maiores acelerações dentre os pontos avaliados da estrutura da edificação. Comportamento semelhante é observado nos deslocamentos provocados pela carga dinâmica nos pontos avaliados na estrutura da edificação, como ilustra a Figura 4.7. Apesar dos maiores deslocamentos ocorrerem no ponto A, os deslocamentos residuais em todos os pontos no tempo 1 s são próximos.

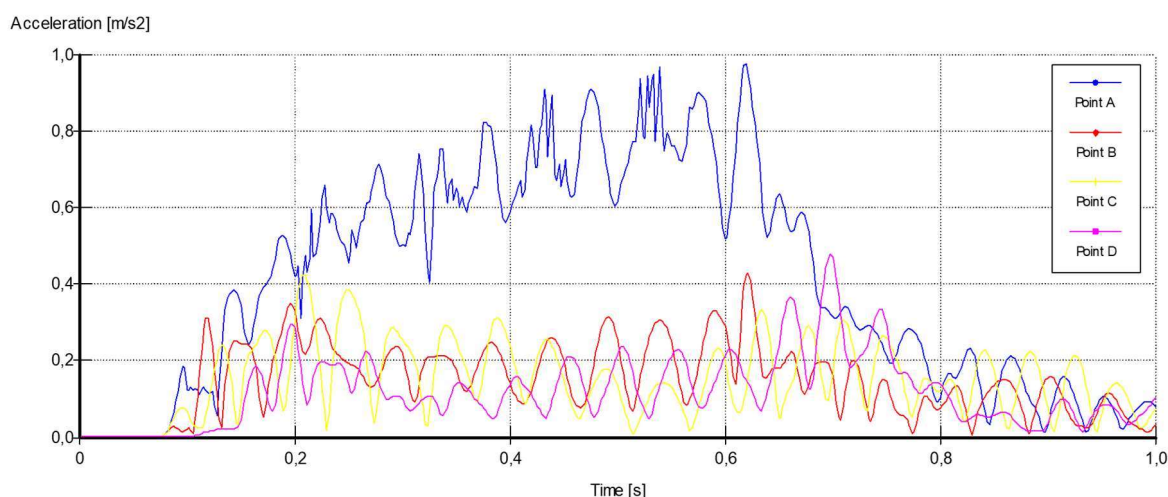


Figura 4.6 – SG1-TA0-A40 – Acelerações obtidas nos pontos A, B, C e D, da estrutura da edificação

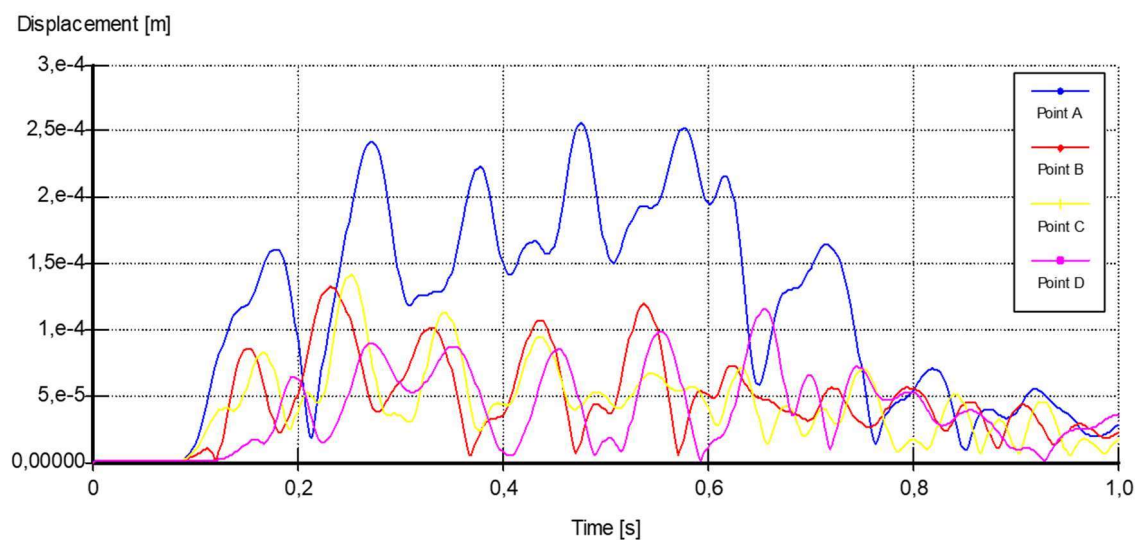


Figura 4.7 – SG1-TA0-A40 – Deslocamentos obtidos nos pontos A, B, C e D, da estrutura da edificação

Verificou-se, também, que, para uma mesma amplitude de carregamento, os módulos das acelerações na superfície do terreno são próximos, como pode ser observado na Figura 4.8. No entanto, no topo da cortina do túnel a variação da aceleração é maior que nos demais pontos da superfície. Comportamento semelhante é observado nos deslocamentos nos pontos avaliados da superfície do terreno, como ilustra a Figura 4.9.

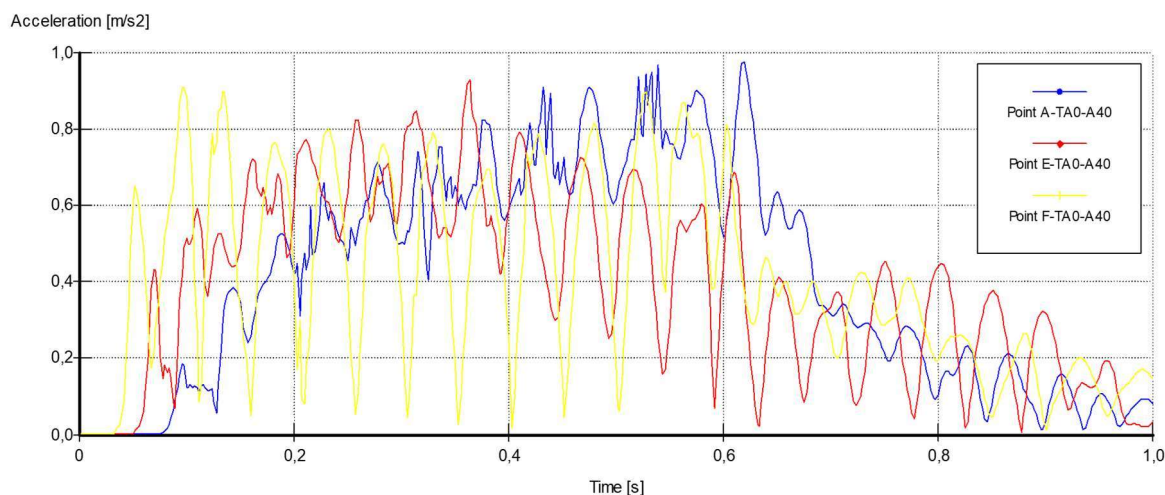


Figura 4.8 – SG1-TA0-A40 – Acelerações obtidas nos pontos A, E e F, na superfície do terreno

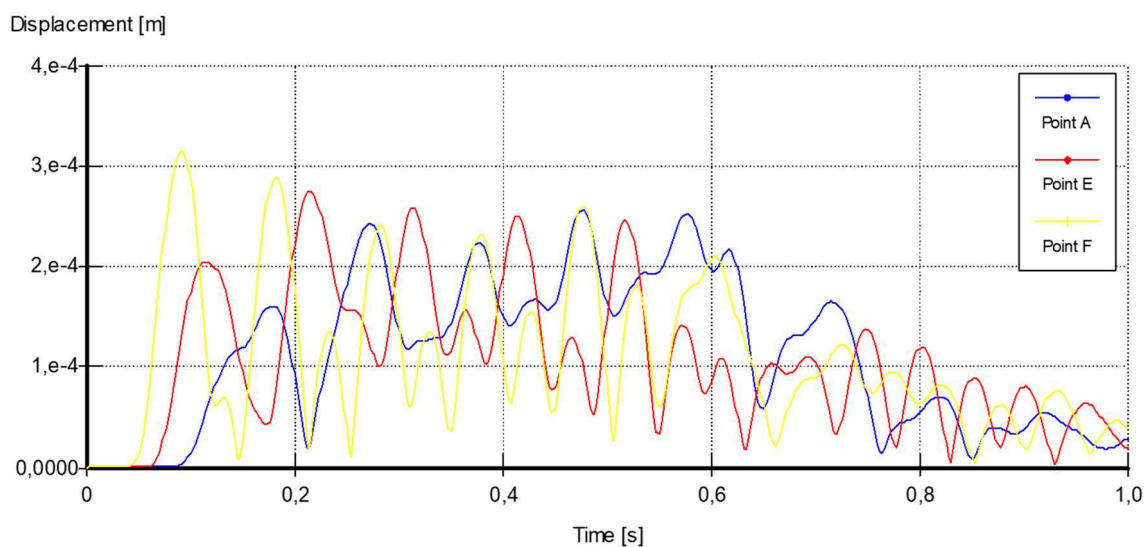


Figura 4.9 – SG1-TA0-A40 – Deslocamentos obtidos nos pontos A, E e F, na superfície do terreno

Conforme ilustra a Figura 4.10, ao variar a frequência de excitação há uma predominância dos efeitos de aceleração gerados pela frequência de 16 Hz para taxas de amortecimento baixas no topo da cortina de estaca, ponto A. Para taxas de amortecimento mais elevadas as acelerações geradas pelas frequências de 2, 4 e 8 Hz são predominantes. Nos sistemas não amortecidos predominam as acelerações geradas pelas frequências de 16 e 32 Hz. Este comportamento se repete nos demais pontos B e C, da cortina da edificação e ponto D na laje de fundo, conforme pode ser observado na Figura 4.11, Figura 4.12 e Figura 4.13. Quanto aos deslocamentos, frequências mais baixas geram deslocamentos máximos maiores em todos os pontos observados da cortina. Verificou-se também que em todos os pontos da estrutura a frequência de 1 Hz gera o maior deslocamento máximo e maior deslocamento residual,

aproximadamente 90% do deslocamento máximo, para todas as taxas de amortecimento no tempo de 1 s.

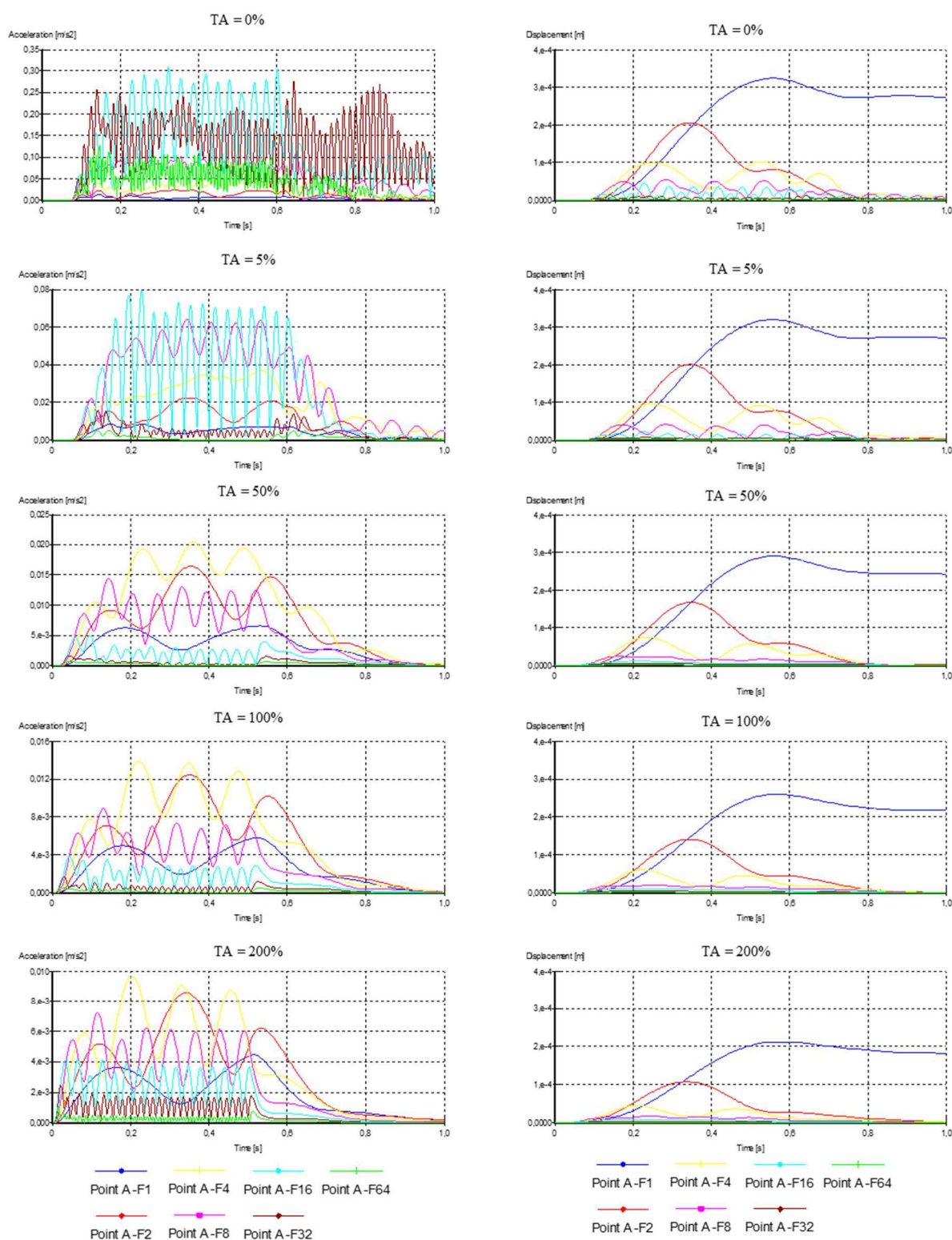


Figura 4.10 – SG1-TAV-FV – Módulo das acelerações e deslocamentos obtidos no ponto A, topo da cortina da edificação, para diferentes taxas de amortecimento e frequências de excitação

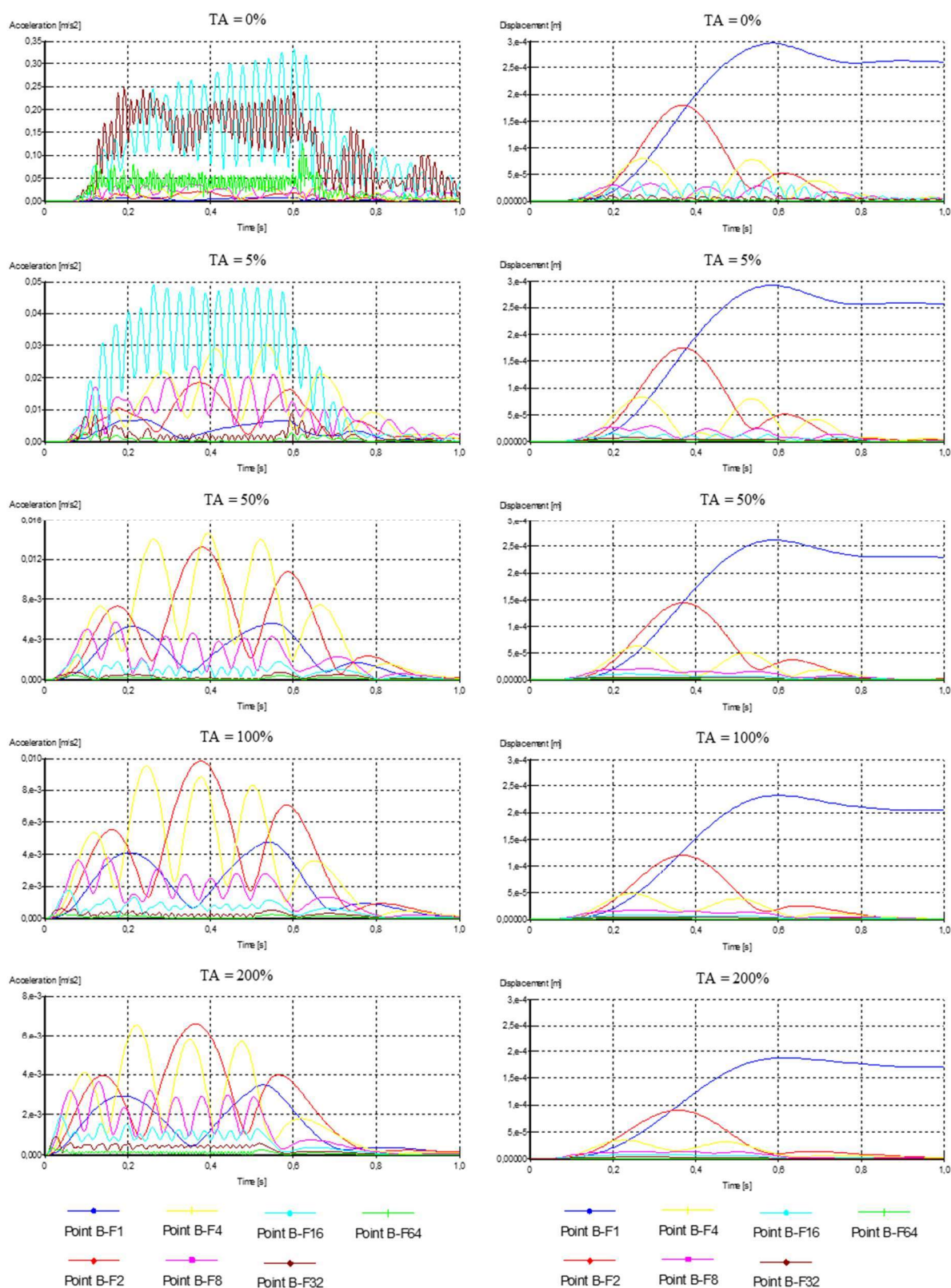


Figura 4.11 – SG1-TAV-FV – Módulo das acelerações e deslocamentos obtidos no ponto B, viga intermediária da cortina da edificação, para diferentes taxas de amortecimento e frequências de excitação

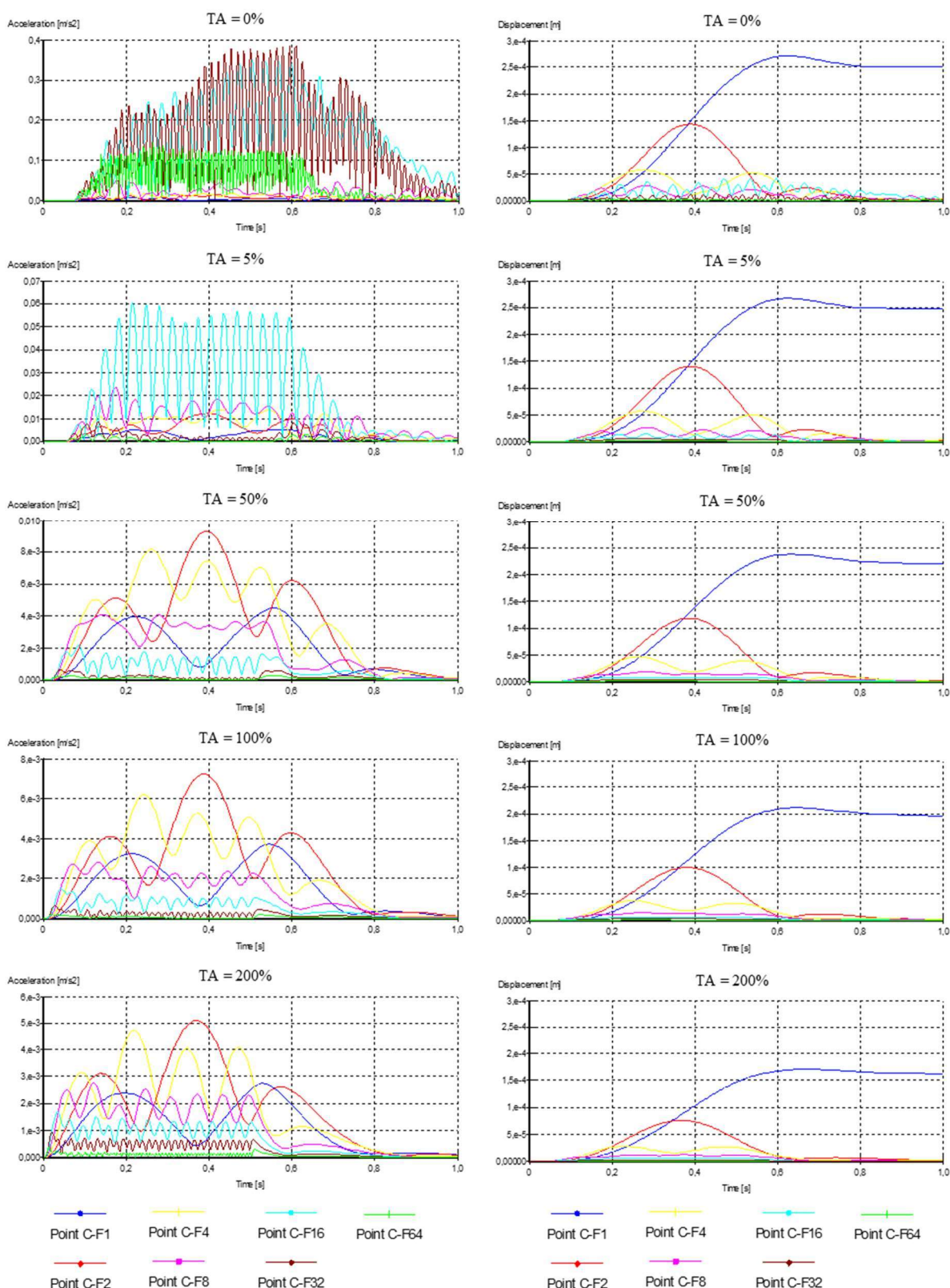


Figura 4.12 – SG1-TAV-FV – Módulo das acelerações e deslocamentos obtidos no ponto C, base da cortina da edificação, para diferentes taxas de amortecimento e frequências de excitação

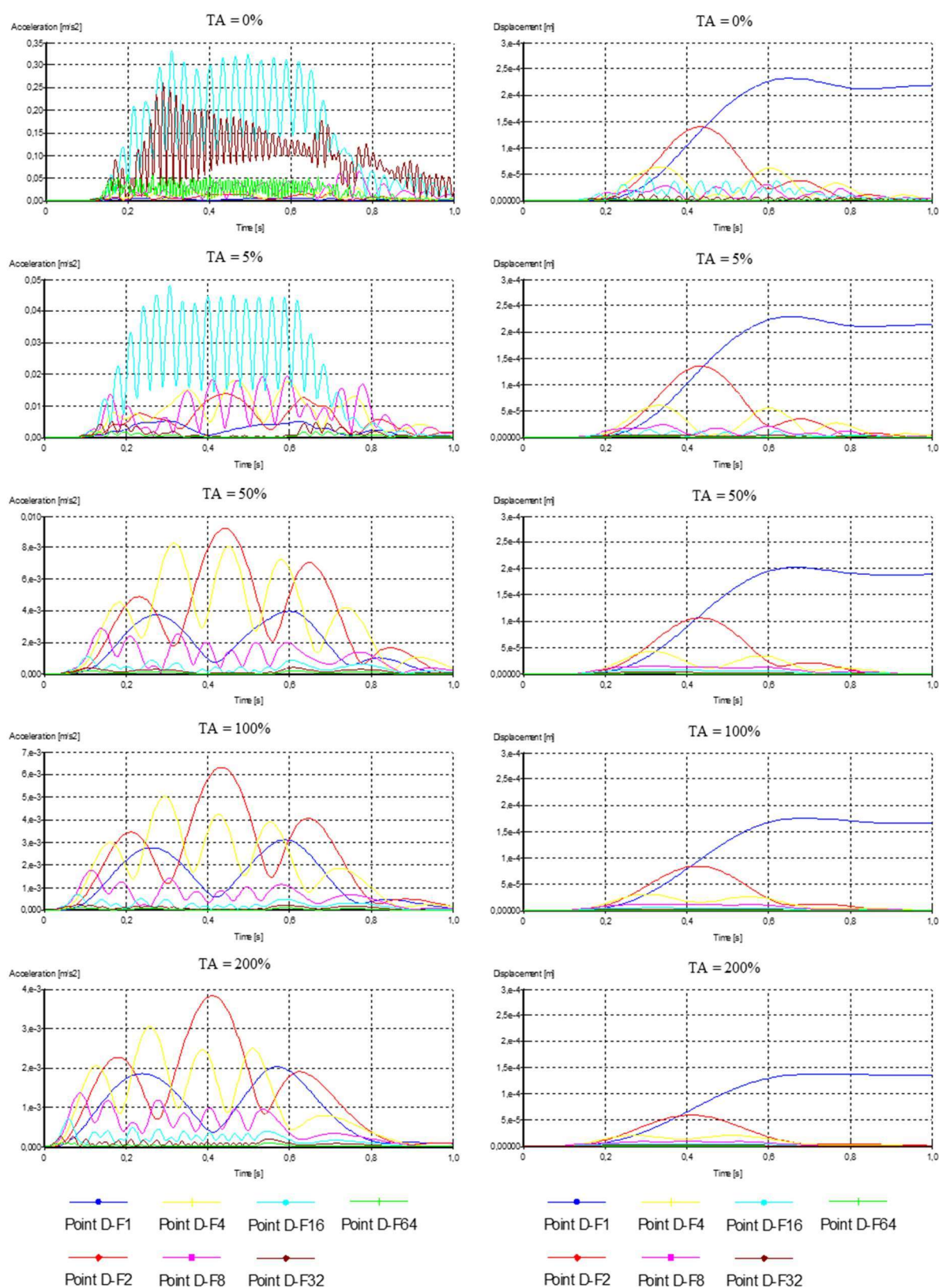


Figura 4.13 – SG1-TAV-FV – Módulo das acelerações e deslocamentos obtidos no ponto D, laje de fundo da edificação, para diferentes taxas de amortecimento e frequências de excitação

4.2 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS SEÇÕES

Após a execução das análises numéricas, submetendo os modelos às cargas dinâmicas do trem-tipo, foram coletados os resultados provenientes dos pontos das cortinas de contenção (topo e base da cortina) e dos pontos nas bases dos elementos estruturais de fundação.

Para todas as situações descritas no Quadro 3.2 foram plotados gráficos dos deslocamentos verticais atuantes nos elementos em função do tempo dinâmico.

4.2.1 Resultados das análises da seção S1

Foram efetuadas análises das curvas de deslocamentos verticais dos pontos de interesse da estrutura para as diferentes velocidades de deslocamento do trem-tipo. Primeiramente avaliou-se os deslocamentos gerados pela carga dinâmica posicionada em P1.

Nas curvas do topo da cortina, foi possível verificar que os deslocamentos no ponto estabilizam em $-1,2e-4$ m, independente da frequência de excitação, conforme observado na Figura 4.14. O comportamento do ponto B, base da cortina, foi semelhante ao ponto A, com o deslocamento estabilizando em $-1,2e-4$ m.

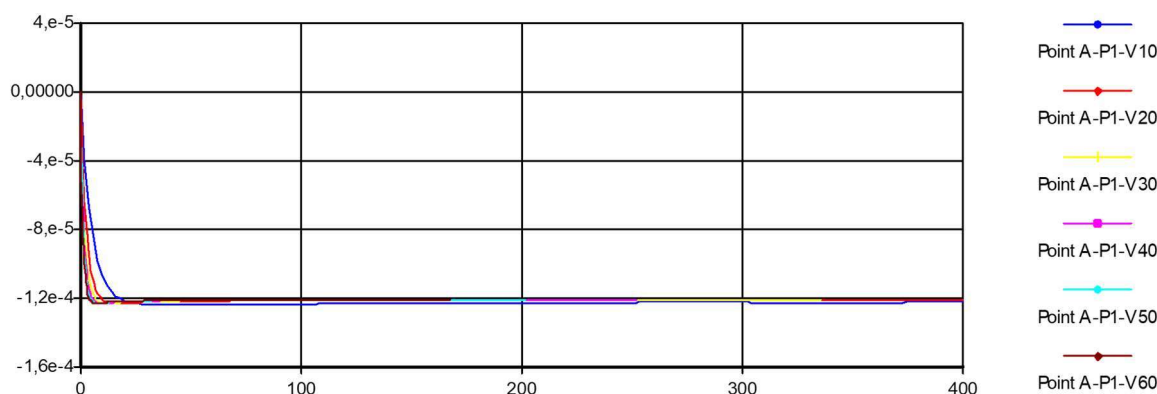


Figura 4.14 – SE1-P1-VV – Deslocamentos verticais no ponto A, topo da cortina, para diferentes velocidades de deslocamento

Ao avaliar os deslocamentos verticais nos elementos de fundação, verificou-se que independente da velocidade de deslocamento o deslocamento dos elementos estabilizam em patamares próximos, não havendo diferença significativa entre os valores encontrados, conforme observado na Figura 4.15 referente ao ponto C. Desta forma, a Figura 4.16 ilustra os deslocamentos típicos nos diferentes elementos de fundação, em que se verifica um

deslocamento vertical máximo de $-1,10 \times 10^{-4}$ m no ponto H. Dentre os demais pontos observados, destacam-se também os pontos C e G, com deslocamentos máximos próximos ao do ponto H.

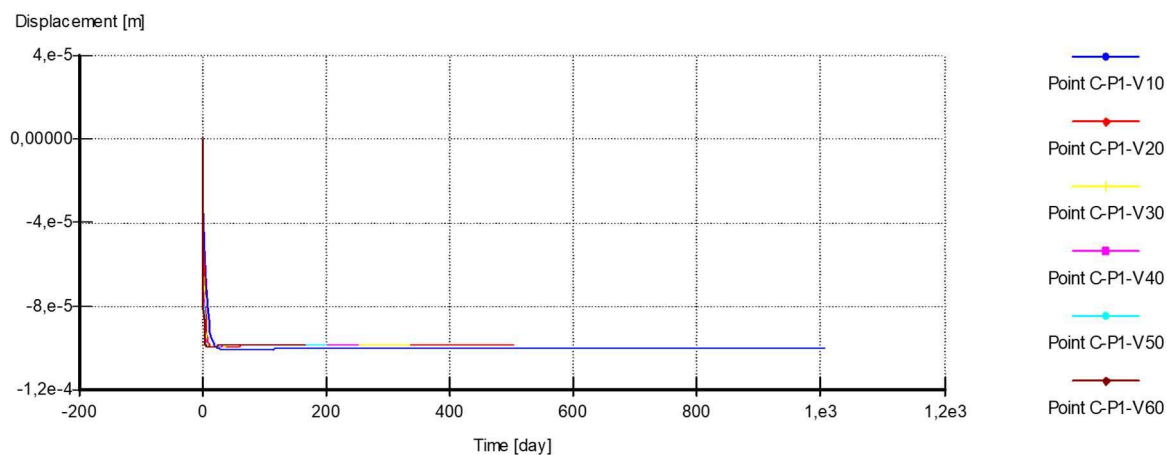


Figura 4.15 – SE1-P1-VV – Deslocamentos verticais no ponto C, elemento de fundação T1, para diferentes velocidades de deslocamentos

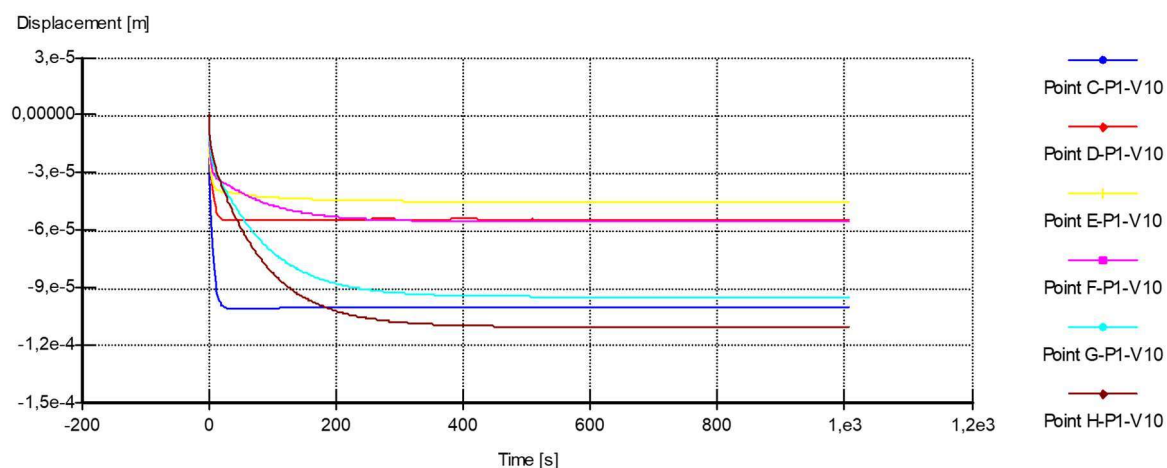


Figura 4.16 – SE1-P1-V10 – Deslocamentos verticais nos elementos das fundações para velocidade de 10 km/h

O posicionamento da carga dinâmica nos diferentes pontos de aplicação, P1, P2 e P3, gerou diferentes deslocamentos máximos nos pontos avaliados. A Figura 4.17 apresenta os resultados obtidos no ponto H para a velocidade de 10 km/h. Verifica-se que a posição P1 gerou os maiores deslocamentos máximos, $-1,10 \times 10^{-4}$ m. O posicionamento P3 gerou deslocamento vertical máximo de $-8,374 \times 10^{-6}$ m, enquanto o posicionamento P2 gerou $-2,24 \times 10^{-5}$ m de deslocamento vertical. Assim, conclui-se que o a posição de carga P1 gerou deslocamentos 12 vezes maior que a posição P2 e 3,9 vezes maior que a posição P3.

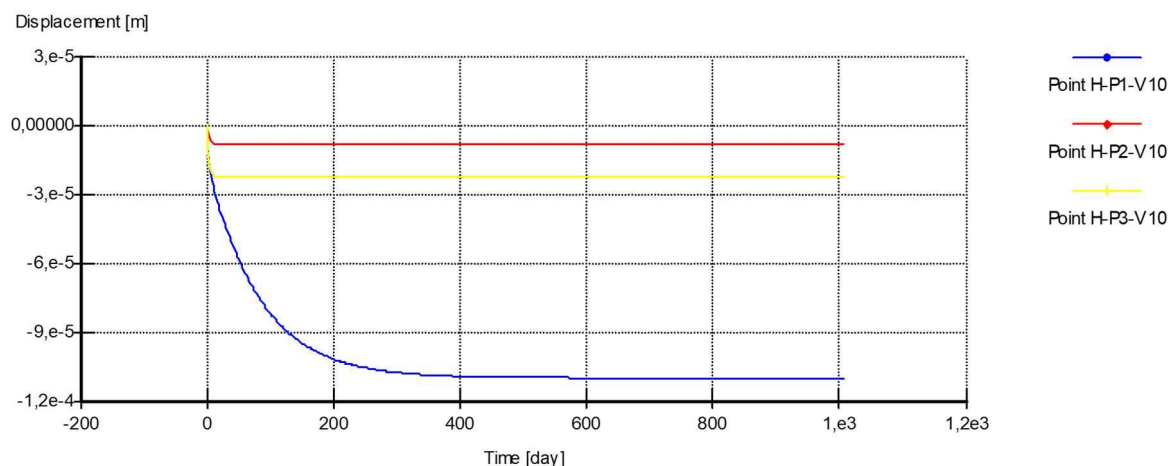


Figura 4.17 – SE1-PV-V10 – Deslocamentos verticais no ponto H para velocidade de 10 km/h

4.2.2 Resultados das análises da seção S2

Foram efetuadas análises das curvas de deslocamentos verticais dos pontos de interesse da estrutura para as diferentes velocidades de deslocamento do trem-tipo. Primeiramente avaliou-se os deslocamentos gerados pela carga dinâmica posicionada em P1.

Nas curvas do topo da cortina, foi possível verificar que os deslocamentos no ponto estabilizam em $-4,12e-5$ m, independente da frequência de excitação, conforme observado na Figura 4.18. O comportamento do ponto B, base da cortina, foi semelhante ao ponto A, com o deslocamento estabilizando em $-4,16e-5$ m.

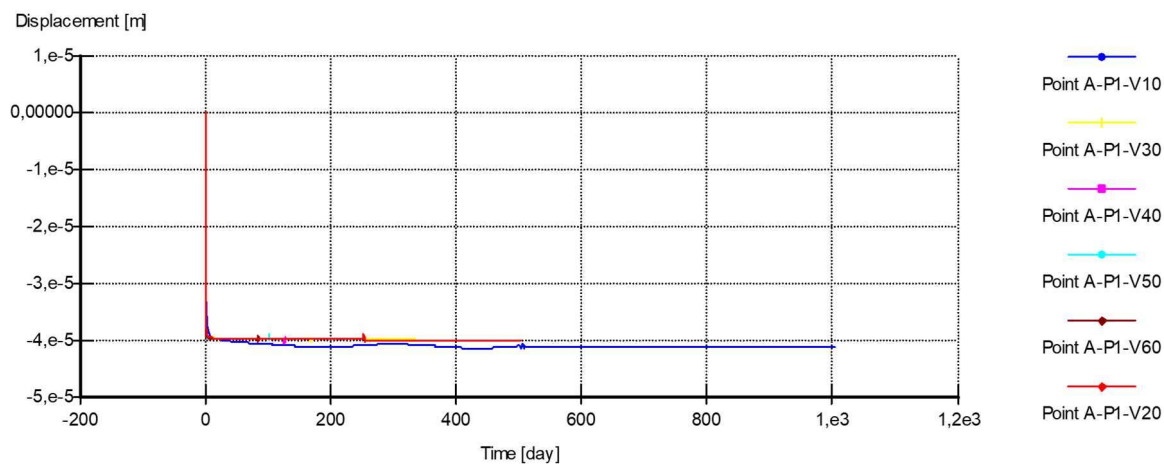


Figura 4.18 – SE2-P1-VV – Deslocamentos verticais no ponto A, topo da cortina, para diferentes velocidades de deslocamento

Ao avaliar os deslocamentos verticais nos elementos de fundação, verificou-se que independente da velocidade do trem-tipo o deslocamento dos elementos estabilizam em patamares próximos, não havendo diferença significativa entre os valores encontrados, conforme observado na Figura 4.19 referente ao ponto C. Desta forma, a Figura 4.20 ilustra os deslocamentos típicos nos diferentes elementos de fundação, em que se verifica um deslocamento vertical máximo de $-9,949\text{e-}5$ m no ponto D. Dentre os demais pontos observados, destaca-se também o ponto C, com deslocamento máximo próximo ao do ponto D.

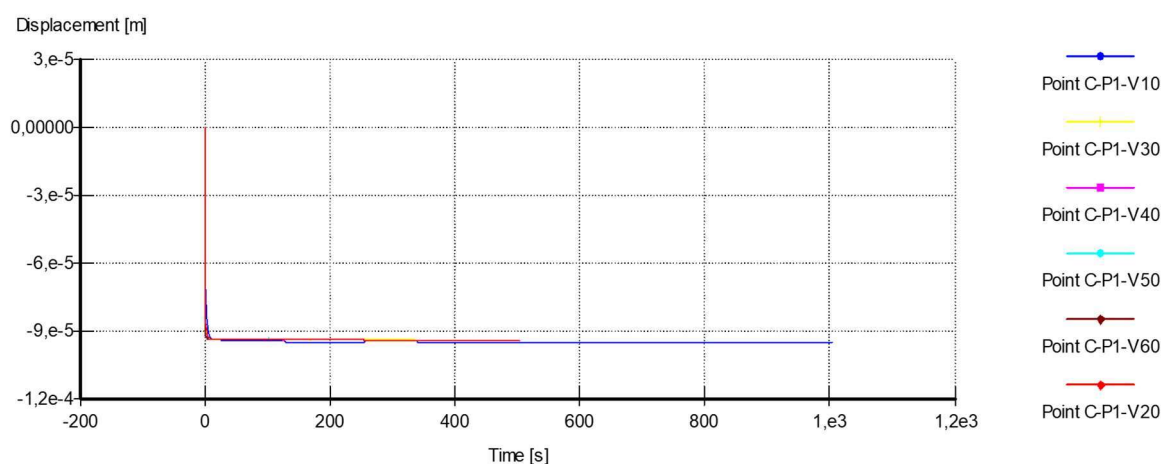


Figura 4.19 – SE2-P1-VV – Deslocamentos verticais no ponto C, elemento de fundação T1, para diferentes velocidades de deslocamentos

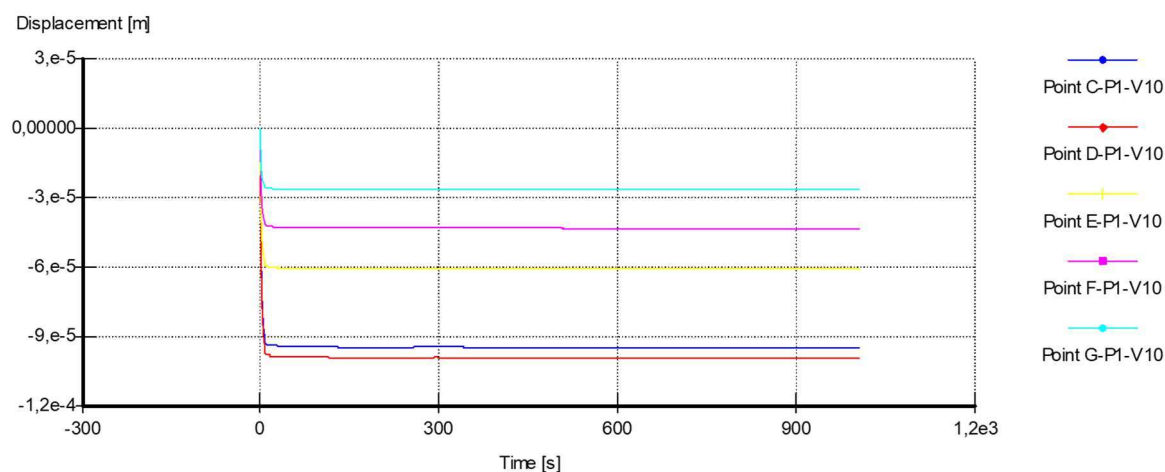


Figura 4.20 – SE2-P1-V10 – Deslocamentos verticais nos elementos das fundações para velocidade de 10 km/h

O posicionamento da carga dinâmica nos diferentes pontos de aplicação, P1, P2 e P3, gerou diferentes deslocamentos máximos nos pontos avaliados. A Figura 4.21 apresenta os resultados obtidos no ponto D para a velocidade de 10 km/h. Verifica-se que a posição P1 gerou

os maiores deslocamentos máximos, $-9,949 \times 10^{-5}$ m. O posicionamento P2 gerou deslocamento vertical máximo de $-3,65 \times 10^{-5}$ m, enquanto o posicionamento P3 gerou $-8,667 \times 10^{-6}$ m de deslocamento vertical. Assim, conclui-se que a posição de carga P1 gerou deslocamentos 1,73 vezes maior que a posição P2 e 10,48 vezes maior que a posição P3.

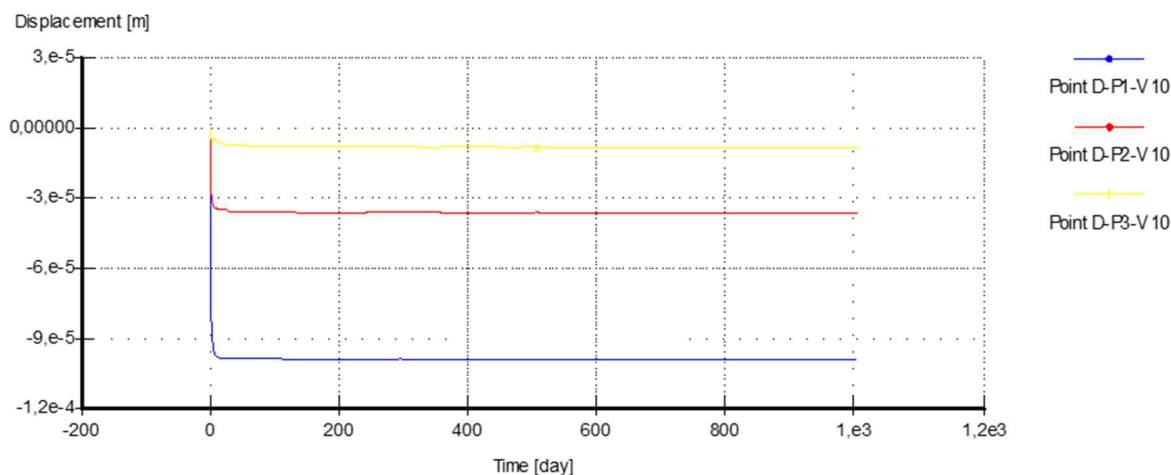


Figura 4.21 – SE2-PV-V10 – Deslocamentos verticais no ponto D para velocidade de 10 km/h

4.2.3 Resultados das análises da seção S3

Foram efetuadas análises das curvas de deslocamentos verticais dos pontos de interesse da estrutura para as diferentes velocidades de deslocamento do trem-tipo. Primeiramente avaliou-se os deslocamentos gerados pela carga dinâmica posicionada em P1.

Nas curvas do topo da cortina, foi possível verificar que os deslocamentos no ponto estabilizam em $-1,367 \times 10^{-4}$ m, independente da frequência de excitação, conforme observado na Figura 4.14. No entanto, o deslocamento vertical atinge valor máximo de $-5,076 \times 10^{-4}$ m. O comportamento do ponto B, base da cortina, foi semelhante ao ponto A, com o deslocamento máximo de $-4,37 \times 10^{-4}$ m e deslocamento residual de $-1,136 \times 10^{-4}$ m.

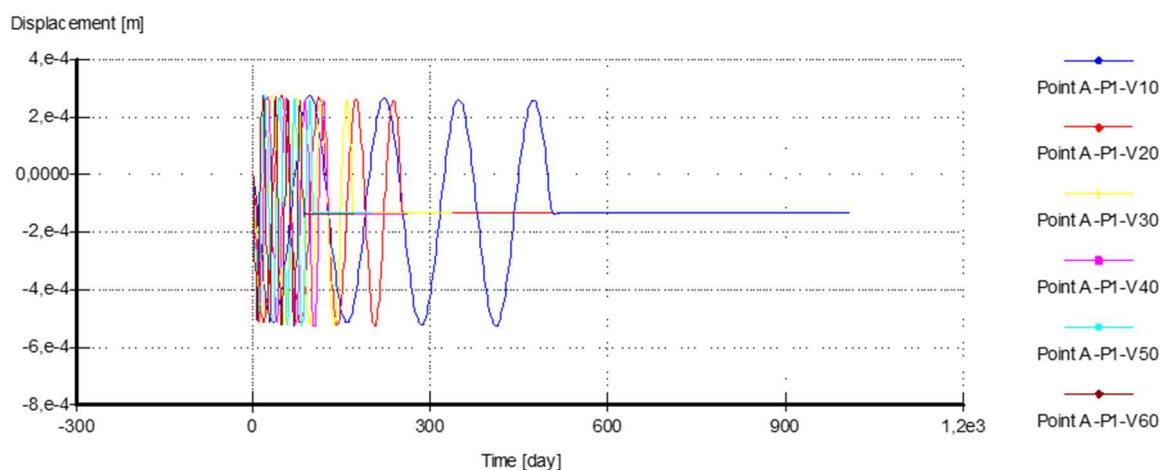


Figura 4.22 – SE3-P1-VV – Deslocamentos verticais no ponto A, topo da cortina, para diferentes velocidades de deslocamento

Ao avaliar os deslocamentos verticais nos elementos de fundação, verificou-se que independente da velocidade de deslocamento o deslocamento residual dos elementos estabilizam em patamares próximos, não havendo diferença significativa entre os valores encontrados, conforme observado na Figura 4.23 referente ao ponto C. Desta forma, a Figura 4.24 ilustra os deslocamentos típicos nos diferentes elementos de fundação, em que se verifica um deslocamento vertical máximo de $-5,242e-4$ m no ponto E. Salienta-se que os pontos E e D apresentaram comportamentos semelhantes. Dentre os demais pontos observados, destacam-se também os pontos C e F, com deslocamentos máximos próximos ao do ponto E.

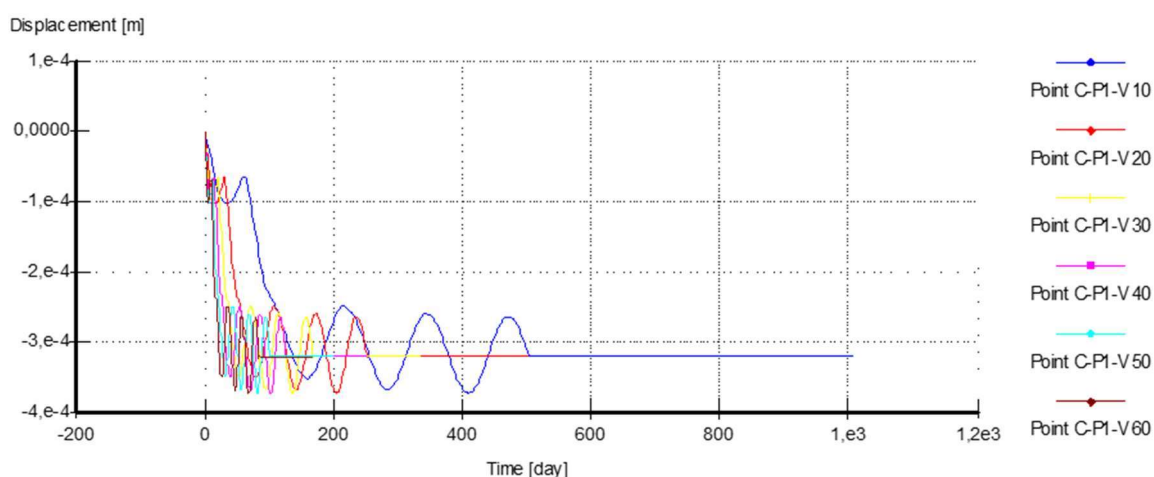


Figura 4.23 – SE1-P1-VV – Deslocamentos verticais no ponto C, elemento de fundação T1, para diferentes velocidades de deslocamentos

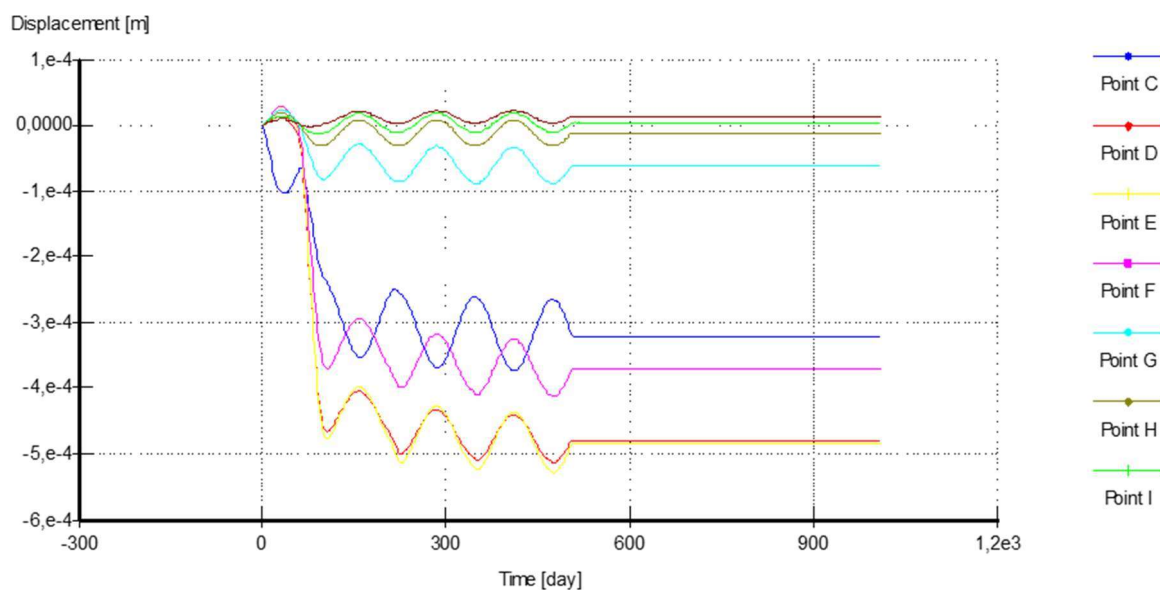


Figura 4.24 – SE3-P1-V10 – Deslocamentos verticais nos elementos das fundações para velocidade de 10 km/h

O posicionamento da carga dinâmica nos diferentes pontos de aplicação, P1, P2 e P3, gerou diferentes deslocamentos máximos nos pontos avaliados. A Figura 4.17 apresenta os resultados obtidos no ponto E para a velocidade de 10 km/h. Verifica-se que a posição P1 gerou os maiores deslocamentos máximos, $-4,845 \times 10^{-4}$ m. O posicionamento P3 gerou deslocamento vertical máximo de $-1,765 \times 10^{-4}$ m, enquanto o posicionamento P2 gerou $-1,115 \times 10^{-4}$ m de deslocamento vertical. Assim, conclui-se que o a posição de carga P1 gerou deslocamentos 1,75 vezes maior que a posição P3 e 3,35 vezes maior que a posição P2.

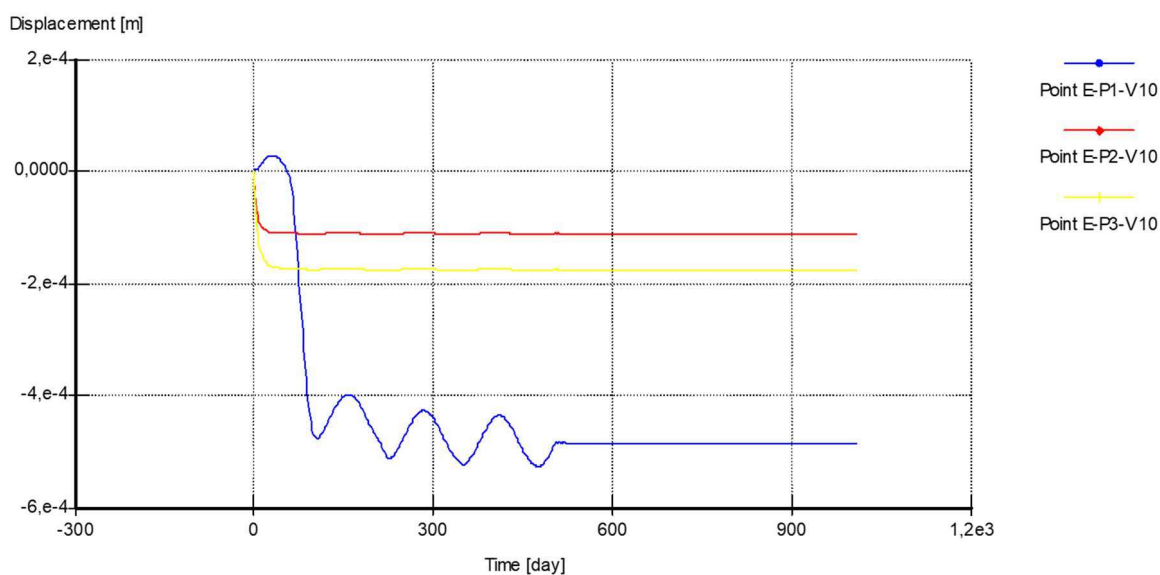


Figura 4.25 – SE3-PV-V10 – Deslocamentos verticais no ponto E para velocidade de 10 km/h

4.2.4 Resultados da vibração nas cortinas das edificações

Os deslocamentos resultantes das vibrações nos pontos da estrutura de contenção das três seções foram plotados em função do tempo. Observa-se que a cortina da seção S3, desenvolvida em perfis metálicos com pranchas pré-moldadas, apresentam maior excitação que as demais cortinas das seções S1 e S2. Esta constatação pode ser verificada pelos picos de deslocamentos ilustrada na Figura 4.26. Verifica-se que os deslocamentos verticais residuais nas cortinas da seção S1 e S3 são próximos e 2 vezes superiores aos obtidos na seção S2.

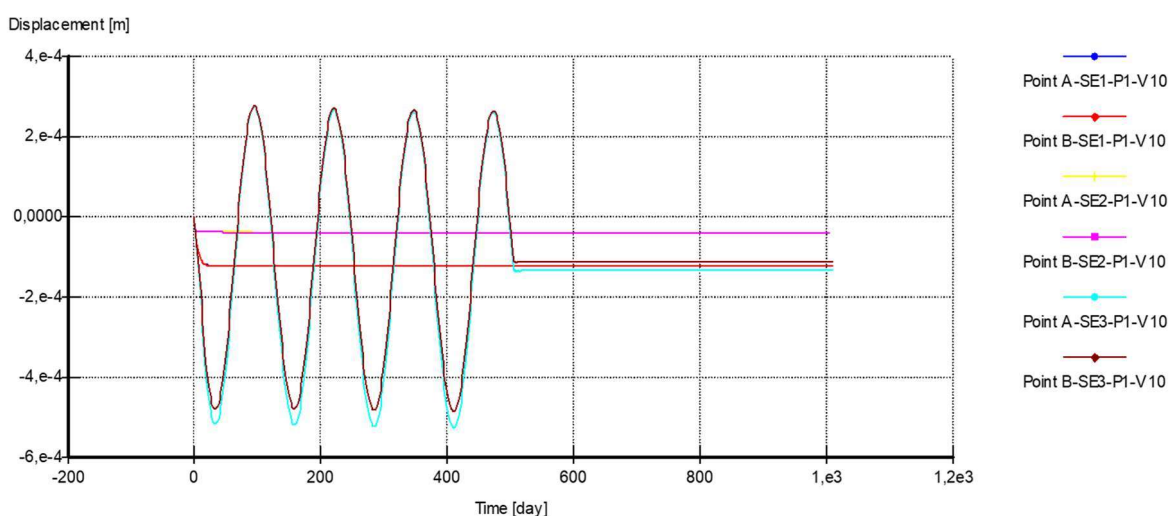


Figura 4.26 – SEV-P1-V10 – Deslocamentos verticais nas cortinas das 3 seções

Ao avaliar os deslocamentos horizontais, novamente a cortina da seção S3 merece destaque. Verificou-se que a cortina da seção S3 apresentou deslocamentos horizontais de $-1,977e-4$ m, enquanto as demais cortinas apresentam deslocamentos próximos de zero, conforme ilustra a Figura 4.27. O comportamento apresentado pela cortina da seção S3 pode estar relacionado às características dos materiais que a compõem, que resultou em rigidez axial (EA) e à flexão (EI) muito inferiores aos determinados para as demais cortinas. Não obstante, é preciso salientar que na seção S3 é constatada a menor distância entre a edificação e o túnel. Além disso, dentre as cortinas avaliadas, a cortina da seção S3 apresenta a base assentada na menor profundidade, 14,00 m, enquanto as profundidades de assentamento da base das cortinas das seções S1 e S2 são 14,60 m e 17,00 m, respectivamente.

Desta forma, verificou-se que a cortina composta por perfis metálicos e placas de concreto apresentam maiores efeitos do que os observados nas cortinas executadas em estacas de concreto armado.

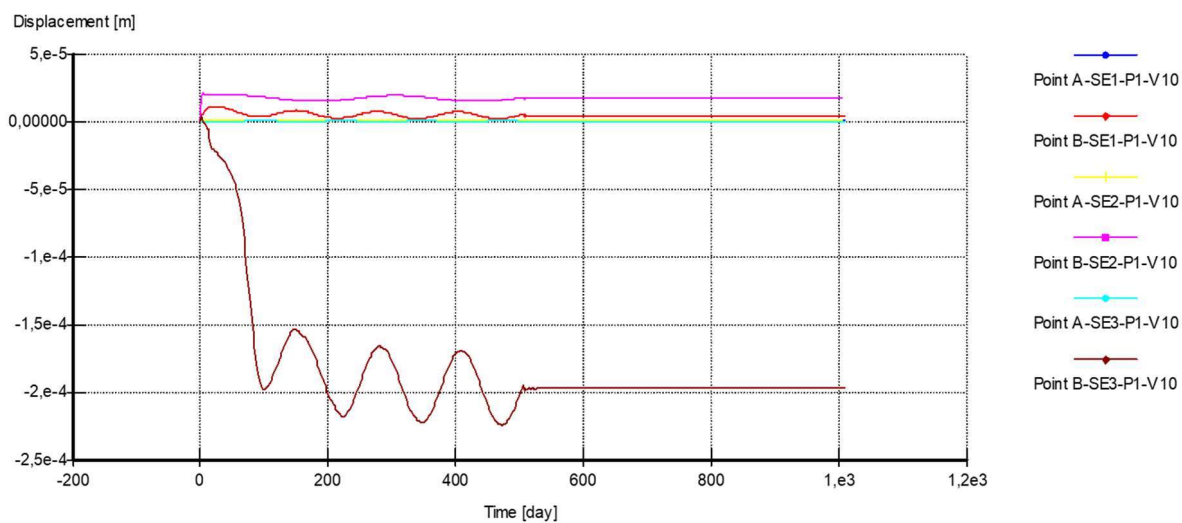


Figura 4.27 – SEV-P1-V10 – Deslocamentos horizontais nas cortinas das 3 seções

4.2.5 Resultados da vibração nas fundações das edificações

Os deslocamentos resultantes das vibrações nos pontos com maior deslocamento vertical das fundações das três seções foram plotados em função do tempo. A partir do gráfico ilustrado na Figura 4.28 verificou-se que a fundação da seção S3 apresentou deslocamentos superiores aos demais. Além disso, nota-se que os deslocamentos residuais nas fundações da seção S1 e S2 são próximos.

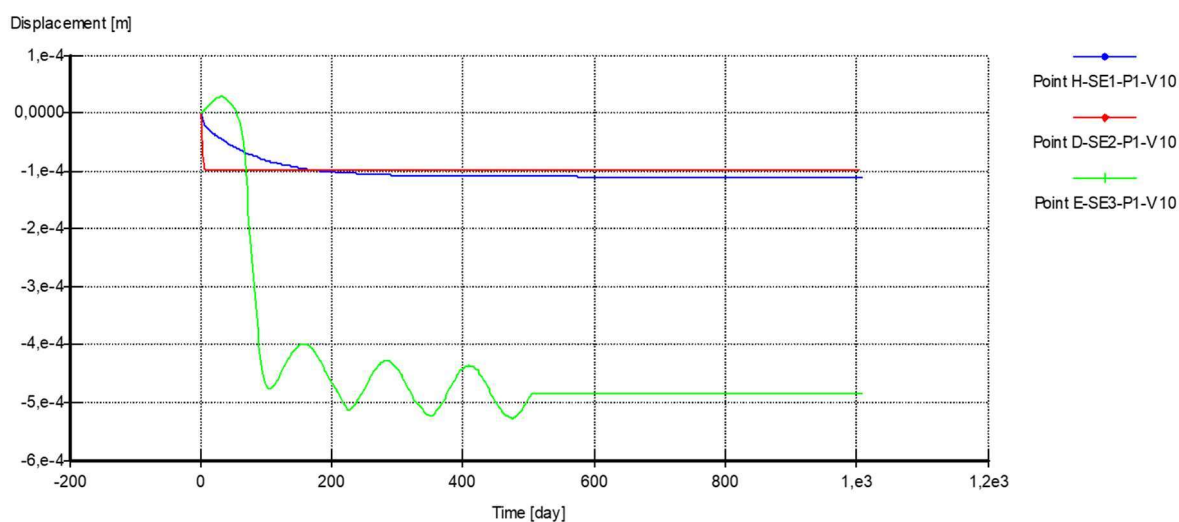


Figura 4.28 – SEV-P1-V10 – Deslocamentos verticais obtidos das fundações das 3 seções

Salienta-se que as fundações da seção S3 apresentam cargas axiais relativamente muito menores que os obtidos para as seções S1 e S2. Ilustra-se esta constatação com o fato de que a

fundação representada pelo ponto E, na seção S3, apresenta carga axial de 198 kN, enquanto as cargas nas fundações representadas pelos pontos H (seção S1) e D (seção S2) são 3311 kN e 1393 kN. Além disso, as bases das fundações da seção S3 estão mais distantes da camada impenetrável, que contribui para uma camada mais espessa de solo em que a vibração pode se propagar.

4.2.6 QUADRO RESUMO

No Quadro 4.1 são apresentadas as principais observações realizadas nas análises das seções.

Quadro 4.1 – Resumo das observações feitas nas análises das seções

Seção e estrutura avaliada		Deslocamentos observados	Varição da posição do carregamento
S1	Estações	<ul style="list-style-type: none"> Elementos com cargas mais elevadas e/ou mais próximas ao túnel apresentam deslocamentos maiores para todas as frequências 	<ul style="list-style-type: none"> Posição P1 gerou os maiores deslocamentos
	Parede diafragma	<ul style="list-style-type: none"> Os deslocamentos se desenvolvem de maneira rápida independente da frequência e amplitude de carregamento 	<ul style="list-style-type: none"> Posição P1 gerou os maiores deslocamentos
S2	Tubulões com bases alargadas	<ul style="list-style-type: none"> Elementos com cargas mais elevadas e/ou mais próximas ao túnel apresentam deslocamentos maiores para todas as frequências Os deslocamentos se desenvolvem de maneira rápida, sem diferença de tempo significativa entre elementos próximos e distantes da fonte de vibração 	<ul style="list-style-type: none"> Posição P1 gerou os maiores deslocamentos
	Cortina de estacas espaçadas	<ul style="list-style-type: none"> Comportamento semelhante ao observado na parede diafragma, independente da frequência de carregamento 	<ul style="list-style-type: none"> Posição P1 gerou os maiores deslocamentos
S3	Tubulões de bases alargadas	<ul style="list-style-type: none"> Elementos com cargas mais elevadas e/ou mais próximas ao túnel apresentam deslocamentos maiores para todas as frequências Observou-se uma perturbação maior em todos os elementos de fundação desta seção do que os encontrados nos tubulões da seção S2, que apresentaram comportamento mais regular 	<ul style="list-style-type: none"> Posição P1 gerou os maiores deslocamentos
	Perfis metálicos com pranchas pré-moldadas	<ul style="list-style-type: none"> Observou-se uma excitação maior dos elementos estruturais do que os encontrados nas outras contenções Independente da frequência do carregamento, os deslocamentos residuais estabilizaram em valores muito próximos 	<ul style="list-style-type: none"> Posição P1 gerou os maiores deslocamentos

5 CONCLUSÕES

Neste trabalho três seções com diferentes abordagens estruturais de fundação e contenção foram analisadas através de modelos numéricos para simular os efeitos gerados do tráfego de trens em um túnel que percorre o centro de Maringá. Com as análises numéricas e dados coletados acerca da via, tráfego subterrâneo e edificações, pode-se concluir que:

- É possível utilizar modelos numéricos para análise de interação túnel-fundações. Para isso, é necessário a correta calibração dos parâmetros e adoção de modelos constitutivos condizentes com a natureza dinâmica dos carregamentos;
- Nas análises paramétricas, conclui-se que a variação da taxa de amortecimento mostrou-se afetar principalmente frequências de excitação mais altas em todos os pontos avaliados, enquanto as frequências mais baixas se mostraram mais relevantes para taxas de amortecimento maiores;
- Verificou-se que o topo da cortina é mais suscetível à deslocamentos e acelerações dentre os pontos avaliados na estrutura da edificação. Além disso, as análises mostraram um crescimento linear dos deslocamentos máximos e acelerações máximas com o aumento da amplitude de carregamento;
- Na superfície do terreno a análise paramétrica mostrou um comportamento similar entre os pontos avaliados em uma mesma seção;
- Nas análises das seções de estudo a alteração da velocidade do trem não resultou em valores significativamente diferentes para a faixa de velocidades adotada. Tais resultados podem ser explicados pela falta de consideração do efeito de galope da carga, em que as imperfeições encontradas nas vias e trem-tipo ocasionam um aumento significativo das cargas;
- O posicionamento da carga dentro túnel mostrou grande influência nos deslocamentos observados. Em todas as seções de estudo, ao posicionar a carga dinâmica no ponto P1, à esquerda do túnel, obteve-se deslocamentos várias vezes maiores do que os observados nas outras posições de carga;
- Dentre as seções avaliadas, a seção S3 foi a que apresentou os maiores valores de deslocamentos verticais, atingindo $-4,845e-4$ m no ponto E, que é 3,87 vezes maior que o deslocamento máximo na seção S2 e 3,4 vezes maior que na seção S1. Ainda na seção S3, verificou-se maior amplitude nos deslocamentos obtidos em todos os pontos avaliados, em comparação aos pontos das seções S1 e S2.

Tais observações podem estar relacionadas com a proximidade da estrutura ao túnel;

- Ao comparar às diferentes concepções estruturais das cortinas de contenção, verificou-se que as cortinas executadas em estacas de concreto armado, estacas justapostas ou barrete, apresentaram deslocamentos inferiores aos obtidos na cortina de estaca metálica com fechamento em placas de concreto. Este fato pode estar associado à rigidez da estrutura, e quanto mais rígido, menores serão os deslocamentos;
- Verificou-se que os deslocamentos obtidos em estacas de grande diâmetro, fundação na seção S1, foram ligeiramente superiores aos obtidos na seção S2, com fundações em tubulões e características geométricas das camadas de solo parecidas;
- Quanto aos efeitos da vibração do tráfego nos tubulões, observou-se a distância entre a cota de assentamento base do tubulão e a camada impenetrável, aliado ao carregamento axial dos elementos estruturais, podem ter grande influência nos deslocamentos verticais.

Tanto nas análises paramétricas quanto nas seções de estudo, a determinação dos parâmetros de amortecimento de Rayleigh se mostrou desafiador, devido à falta de informações acerca dos parâmetros dinâmicos do solo maringense e dificuldades inerentes na determinação destes fatores. A metodologia proposta por Woodward & Griffiths (1996) se mostrou suficiente para obter resultados condizentes com os estudos revisados, no entanto, a falta de dados experimentais novamente impossibilitou a correta calibração do modelo e comparação dos resultados das análises com as medidas de campo.

Por fim, o programa computacional PLAXIS utilizado nas análises apresentou bom desempenho e versatilidade na modelagem das seções de estudo. A variedade de modelos constitutivos e a possibilidade de importação de dados de vibração, associados ao modelo de amortecimento de Rayleigh incorporado à análise dinâmica do programa, resulta em grande potencial para estudos futuros. Assim, conclui-se que o uso do programa atendeu às necessidades do presente trabalho e se mostrou eficaz na simulação do comportamento de elementos estruturais submetidos à um carregamento dinâmico.

5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A avaliação dos efeitos da vibração induzidas pelo tráfego ferroviário em fundações de edificações utilizando métodos numéricos envolvem diversas variáveis que devem ser estudadas apropriadamente para obter previsões acuradas. Dentre os parâmetros de interesse, destaca-se primeiramente a fonte geradora da vibração. A vibração gerada por trens de carga é complexa e dependente de diversos fatores, tais como as características mecânicas e geométricas da composição (tipo de vagão motor, sistema de suspensão dos vagões, distância entre os eixos dos vagões), características da via (bitola, distância entre dormentes, lastro) e até mesmo imperfeições nos trilhos e rodas. Devido à essa grande complexidade, sugere-se que para pesquisas futuras seja realizada a aquisição dos dados de vibração diretamente nas seções de estudo por meio de instrumentação da via subterrânea e em pontos nas estruturas das edificações em estudo.

Outro aspecto importante a ser considerado, é o comportamento dinâmico do solo de Maringá. Sugere-se para pesquisas futuras a realização de ensaios sísmicos condizentes com o campo experimental da UEM, tais como o *Down-hole* integrado e o *Cross-hole* para obtenção do módulo de cisalhamento inicial, ensaio de coluna ressonante para obtenção dos parâmetros de amortecimento e o ensaio triaxial cíclico. Ainda sobre as características dinâmicas do solo, deve-se dar atenção à metodologia empregada na determinação dos parâmetros de amortecimento de Rayleigh.

O modelo constitutivo do solo empregado na presente pesquisa, apresenta limitações quanto à sua aplicabilidade em carregamentos cíclicos. Neste âmbito, sugere-se que em futuras pesquisas sejam empregados modelos constitutivos capazes de simular o efeito de cargas cíclicas cumulativas. Segundo Woodward & Griffiths (1996) o modelo cíclico a ser empregado deve ser capaz de simular o acúmulo de excesso de poropressão. Sugere-se ainda, que seja utilizado modelos 2.5D para melhorar a simulação do efeito dinâmico do tráfego de trens nos túneis.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES. **Declaração de rede 2022 - RMS.** [s.l.: s.n.]. Disponível em: <<https://portal.antt.gov.br/documents/359178/0/DR2021+RMS.xlsx/1b3e6199-7433-4512-0305-9a1cadd72c96?t=1609787136867>>.

ALVES COSTA, P.; CALÇADA, R.; SILVA CARDOSO, A. Track-ground vibrations induced by railway traffic: In-situ measurements and validation of a 2.5D FEM-BEM model. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 32, n. 1, p. 111–128, 2012.

ANTOLÍN, P. et al. Consideration of nonlinear wheel-rail contact forces for dynamic vehicle-bridge interaction in high-speed railways. **Journal of Sound and Vibration**, v. 332, n. 5, p. 1231–1251, 2013.

ASHOUR, M.; NORRIS, G. Modeling Lateral Soil-Pile Response Based on Soil-Pile Interaction. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 126, n. May, p. 420–428, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7590 - Trilho Vignole - Requisitos**, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7511 - Dormentes de madeira — Requisitos e métodos de ensaio**, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5564 - Via férrea - Lastro ferroviário - Requisitos e métodos de ensaio**, 2021.

BICKEL, J. O.; KUESEL, T. R.; KING, E. H. (EDS.). **Tunnel Engineering Handbook**. 2^a ed. Boston, MA: Springer US, 1996.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 5^a ed. [s.l.] McGraw-Hill, 1997.

BRINKGREVE, R. B. J.; ZAMPICH, L. M.; RAGI MANOJ, N. (EDS.). **PLAXIS CONNECT Edition V20** PLAXIS CONNECT Edition V20, 2019.

BUDHU, M. **Foundations and Earth Retaining Structures**. [s.l.] John Wiley & Sons, 2008.

CAVALCANTE, E. H. et al. Campos Experimentais Brasileiros. **Revista Luso-Brasileira de Geotecnia**, v. 111, p. 99–205, 2007.

CENTRO-OESTE BRASIL. **Características de Vagões TCC**. Disponível em: <<http://vfco.brazilia.jor.br/vag/vagALL/tcc.shtml>>. Acesso em: 27 jan. 2021.

DAWN, T. M.; STANWORTH, C. G. Ground vibrations from passing trains. **Journal of Sound and Vibration**, v. 66, n. 3, p. 355–362, 1979.

DI, H. et al. A vehicle-track-tunnel-soil model for evaluating the dynamic response of a double-line metro tunnel in a poroelastic half-space. **Computers and Geotechnics**, v. 101, n. September 2017, p. 245–263, 2018.

FALL, M.; GAO, Z.; NDIAYE, B. C. Three-dimensional response of double anchored sheet pile walls subjected to excavation and construction sequence. **Heliyon**, v. 5, n. 3, p. e01348, 2019.

FRANZA, A. et al. A simplified elastic analysis of tunnel-piled structure interaction. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 61, p. 104–121, 2017.

FREITAS, J. B. DE; VARGAS, C. A. L. **Previsão de Deslocamentos em Estruturas de Contenção por meio de Métodos Numéricos Simplificados**. Anais do XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. **Anais...**Belo Horizonte: 2016

GODINHO, P. M. F. **MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS DE CONTENÇÃO AUTOPORTANTES E MONO-APOIADAS: O PROBLEMA DAS CARGAS VERTICAIS**. [s.l.] Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2009.

GURGEL, J. G. B. **MODELAGEM NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO ATIRANTADAS EM AREIA**. [s.l.] Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em engenharia civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2012.

HALL, L. Simulations and analyses of train-induced ground vibrations in finite element models. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 23, n. 5, p. 403–413, 2003.

HSIEH, P. G.; OU, C. Y. Simplified approach to estimate the maximum wall deflection for deep excavations with cross walls in clay under the undrained condition. **Acta Geotechnica**, v.

11, n. 1, p. 177–189, 2016.

KAUL, K. **Cut-and-Cover Metro Structures**. Abingdon: Spon Press, 2010.

LAEFER, D. F. **Prediction and Assessment of Ground Movement and Building Damage Induced by Adjacent Excavation**. [s.l.] University of Illinois at Urbana-Champaign, 2001.

LOBO, B. O. **Escavações em perímetro urbano: projeto, execução e controle de desempenho**. GeoSul. Anais...Criciúma: 2013

LOPES, C. P. F. DA C. E. **Vibrações Induzidas Por Tráfego Ferroviário em Túneis**. [s.l.] Universidade do Porto, 2015.

LOPES, P. et al. Numerical modeling of vibrations induced by railway traffic in tunnels: From the source to the nearby buildings. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 61–62, p. 269–285, 2014.

MALYSZ, R. Comportamento mecânico de britas empregadas em pavimentação. p. 158, 2004.

MARINGÁ. **Lei complementar N. 888/2011 de 26 de julho**. Maringá, 2011. Disponível em: <http://www2.maringa.pr.gov.br/sistema/arquivos/geo/leis/lc_888_2011_uso_ocupacao_solo_lei_consolidada.pdf>

MEDEIROS, A. G. B. **ANÁLISE NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM BALANÇO E GRAMPEADAS DO TIPO “ESTACA JUSTAPOSTA” ASSENTES EM SOLO POROSO DO DF**. [s.l.] Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, 2005.

MEIRELES, A. B.; MARTINS, J. G. **Fundações e CONTENÇÃO Lateral de Solos - Execução de Cortinas de Estacas**. [s.l.: s.n.].

MENDES, F. B. **O USO DE FERRAMENTO COMPUTACIONAL NA AVALIAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE CORTINA ATIRANTADA**. [s.l.] Dissertação (Mestrado) - Porgama de Pós-graduação em geotecnia da Universidade Federal de Ouro Preto, 2010.

MORE, J. Z. P. **Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solos**. *Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solos*. p. 57–75, 2003.

NOGAMI, B. T. et al. Nonlinear Soil-Pile Interaction Model for Dynamic Lateral Motion. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 118, n. 1, p. 89–106, 1992.

OLIVEIRA, P. G. DA C. DE. **Execução De Túneis Com Recurso Ao Método Cut and Cover**. [s.l.] Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2012.

PINTO, A.; PEREIRA, A.; VILLAR, M. ESCAVAÇÃO DE GRANDE PROFUNDIDADE PARA A CONTRUÇÃO DA BIBLIOTECA CENTRAL E ARQUIVO MUNICIPAL DE LISBOA. [s.d.].

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. [s.l: s.n.].

RIBES-LLARIO, F. et al. Numerical Modelling of Building Vibrations due to Railway Traffic: Analysis of the Mitigation Capacity of a Wave Barrier. **Shock and Vibration**, v. 2017, 2017.

SILVA, K. F.; GOMES, R. C. **Análise do Comportamento Tensão-Deformação de Cortinas Atirantadas**. Anais do XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. **Anais...**Belo Horizonte: 2016

SIN, C. C.; CHING, H. L. Collapse of a sheet piled monsoon drain. [s.d.].

SOUZA, R. A. DE; REIS, J. H. C. Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas. **Acta Scientiarum - Technology**, v. 30, n. 2, p. 161–171, 2008.

SUHAIRY, S. A. L. **Sinan Al Suhairy Prediction of Ground Vibration From Railways**. [s.l: s.n.].

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. São Paulo: Pini, 1996.

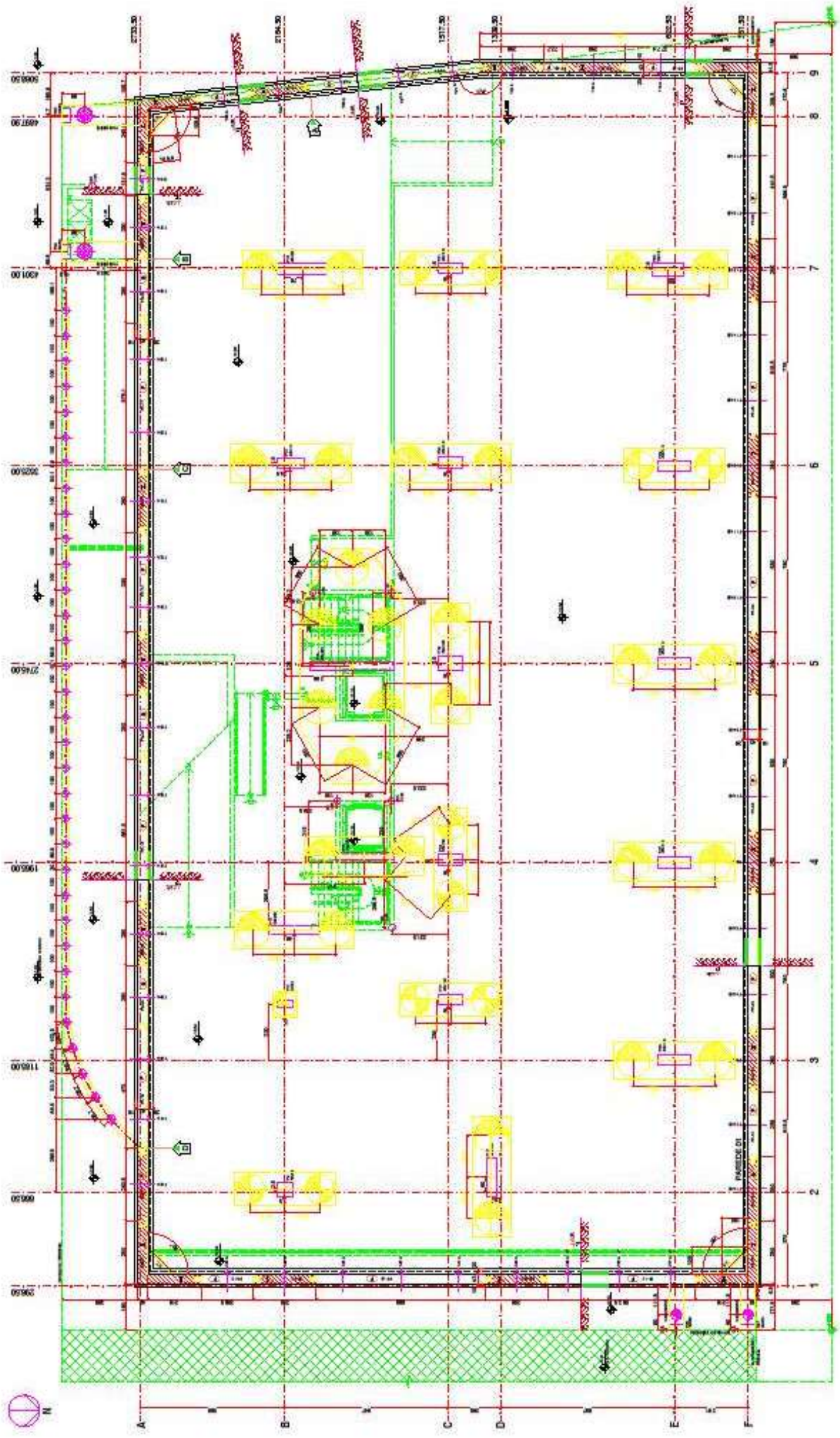
URBAMAR. Projeto Novo Centro. [s.d.].

WONG, K. S.; BROMS, B. B. Lateral wall deflections of braced excavations in clay. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 115, n. 6, p. 853–870, 1989.

WOODWARD, P. K.; GRIFFITHS, D. V. Comparison of the pseudo-static and dynamic behaviour of gravity retaining walls. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 14, n. 4, p. 269–290, 1996.

ANEXO A

Planta de locação das fundações do edifício na seção S2



ANEXO B

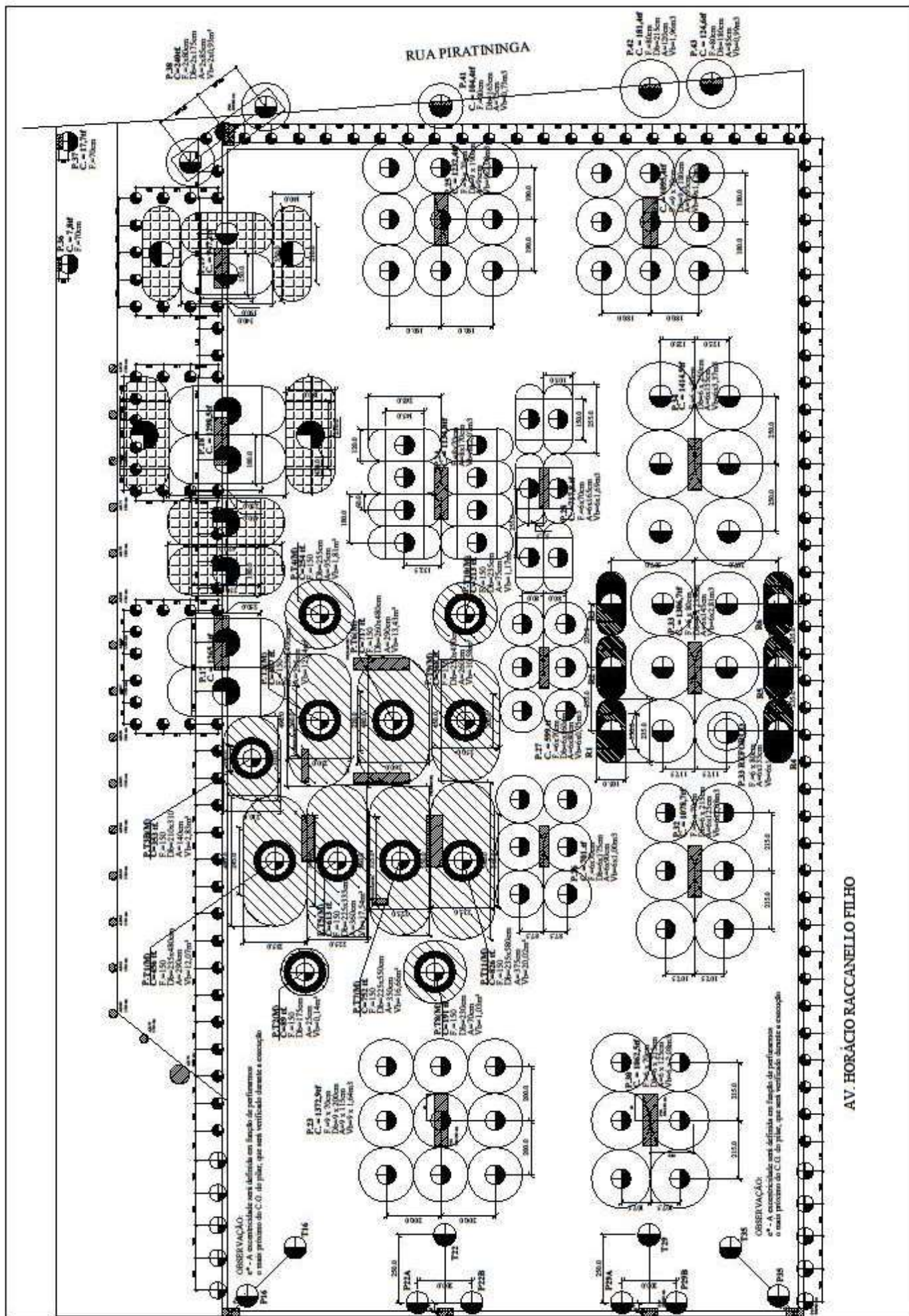
Sondagens SPT realizadas na seção S1

SONDAGEM GEOLOGICA À PERCUSSÃO - NBR 6502 e NBR 7250						
PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM SPT						
Amostra/ Prof. (m)	N-Golpes SPT			Gráfico do Número de Golpes	Prof. N.A (m)	Descrição do Material
	15 cm	15 cm	15 cm			
1	5	3	3		N ã O F O I E N C O N T R A D O	Argila siltosa pouco arenosa marrom avermelhada - consistência mole a média
2	3	2	2			idem - consistência muito mole
3	1	1	1			
4	1	2	2			
5	2	2	2			
6	2	2	2			
7	2	2	2			
8	2	2	2			
9	2	2	3			
10	3	3	3			
11	3	3	4			
12	4	4	4			
13	5	5	6			
14	6	6	7			
15	7	7	7			
16	8	8	10			
17	10	11	11			
18	12	13	13			
19	14	15	16			
20	16	15	14			
21	14	15	15			
22	16	17	17			
23	18	19	20			
24	23	24	26			
25	27	29	33			
						Argila siltosa pouco arenosa marrom avermelhada - consistência mole
						idem - consistência média
						idem - com estrat. preta - média
						idem - com estrat. branca - média
						idem - com estrat. preta e amarelada - rija
						idem - marrom com estrat. branca e preta - rija
						Argila siltosa pouco arenosa marrom com estrat. preta, branca e amarelada - rija
						Argila siltosa pouco arenosa marrom com estrat. preta, branca e amarelada - dura
						idem - marrom com estrat. preta e amarelada - dura
						Argila siltosa pouco arenosa marrom escura com estrat. preta, branca e amarelada - dura
						Limite de Sondagem 24,92 metros (Impenetrável a Percussão)
<div style="background-color: black; width: 100%; height: 20px; margin-bottom: 5px;"></div> Número do Furo: SP-01 Data de Início: <u>29/03/2011</u> Data de Término: <u>29/03/2011</u>						
Anostrador TERZAGHI DI: 1 3/8" DE: 2" Diâmetro do revestimento: 4" Peso do Martelo: 65 Kg Altura de Queda: 75 cm			Cliente: <div style="background-color: black; width: 100%; height: 15px; margin-bottom: 5px;"></div> Cidade: <u>MARINGÁ / PR</u> Escala: <u>1:200</u> Data: <u>14/04/2011</u>			

SONDAGEM GEOLOGICA À PERCUSSÃO - NBR 6502 e NBR 7250						
PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM SPT						
Amostra/ Prof. (m)	N-Golpes SPT			Gráfico do Número de Golpes	Prof. N.A (m)	Descrição do Material
	15 cm	15 cm	15 cm			
1	3	3	3		N ã O F O I E N C O N T A D O	Argila siltosa pouco arenosa marrom avermelhada - consistência mole a média
2	3	2	2			
3	2	2	1			
4	1	2	2			
5	2	2	2			
6	2	2	2			
7	2	2	2			
8	2	2	2			
9	2	2	3			
10	3	3	3			
11	3	4	4			
12	4	5	5			
13	5	6	6			
14	6	7	7			
15	8	10	14			
16	11	10	9			
17	9	9	10			
18	11	12	13			
19	13	14	14			
20	15	15	16			
21	17	17	18			
22	19	19	21			
23	23	24	26			
24	28	30	32			
						Argila siltosa pouco arenosa marrom avermelhada - consistência média
						ídem - com estrat. amarelada - média
						Argila siltosa pouco arenosa marrom avermelhada com estrat. preta e branca - rija
						Argila siltosa pouco arenosa marrom avermelhada com estrat. preta e branca - dura
						Argila siltosa pouco arenosa marrom com estrat. preta, branca e amarelada - dura
						ídem - com estrat. preta e branca - média
						Argila siltosa pouco arenosa marrom com estrat. preta, branca e amarelada - dura
						Argila siltosa pouco arenosa marrom escura com estrat. preta e amarelada - dura
						Límite de Sondagem 23,90 metros (Impenetrável a Percussão)
						Número do Furo: SP-03
						Data de Início: <u>31/03/2011</u>
						Data de Término: <u>31/03/2011</u>
Amostrador TERZAGHI DI: 1 3/8" DE: 2" Diâmetro do revestimento: 4" Peso do Martelo: 65 Kg Altura de Queda: 75 cm			Cliente: Cidade: <u>MARINGÁ / PR</u> Escala: <u>1:200</u> Data: <u>14/04/2011</u>			

ANEXO C

Planta de locação das fundações da eficácia na seção S2 (Desenho sem escala)



AV. HORÁCIO RACCANELLO FILHO

ANEXO D

Sondagens SPT realizadas na seção S2

Perfil Individual de Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT - NBR 6484/2001

Cliente		cota furo 0,10m	sondagem
Obra		início 04/09/12	SP 01
End. obra	Av Tamarandé	término 11/09/12	fl. 1/2

cota (m)	tipo perfuração	prof. NA e posição do revest.	número de golpes pela penetração em (cm)	Nispt	n° de golpes (Nspt)	prof. amostra	Descrição do Subsolo Análise Visual Tátil	prof. (m)	
0,10				0	10 20 30 40 50 60				
-0,9	TH - Trado Helicoidal	1,5m REV	2 1 1	2,1		1	Solo evoluído Argila siltosa marrom escuro		
-1,9			15,5 14,5 15,0		2				
-2,9			1 1 1	1,9		3			
-3,9			17,0 13,0 15,0		3,1			4	
-4,9			2 2 2	4,1		5			
-5,9			17,0 14,5 14,5		6,0			6	
-6,9			2 3 3	5,9		7			
-7,9			15,0 15,0 15,0		6,8			8	
-8,9			2 3 3	6,8		9			
-9,9			14,5 15,5 15,5		6,0			10	
-10,9		3 2 4	7,8		11				
-11,9		18,5 10,0 19,5		10,8		12	Solo de alteração de basalto Argila siltosa marrom, roxo e cinza, com pigmentos claros		
-12,9		3 4 5	8,9		13				
-13,9		15,0 16,5 14,0		16,0		14	Solo de alteração de basalto Argila muito siltosa de 14,5m a 16,5m, marrom claro e cinza, com pigmentos claros. de 16,5m a 19,5m, cinza escuro e cinza. de 19,5m a 23,5m, marrom e cinza, com diáclases de cor preta. de 23,5m a 24,5m, marrom claro e cinza. de 24,5m a 25m, cinza e marrom, com diáclases de cor preta.		
-14,9		3 7 9	15,4		15				
-15,9		16,0 14,5 15,0		13,0		16			
-16,9		4 5 8	13,1		17				
-17,9		15,0 15,0 15,0		12,5		18			
-18,9		4 6 7	12,9		19				
-19,9		16,5 15,0 14,0		17,0		20			
-20,9		4 5 8	13,4		21				
-21,9		15,0 15,5 14,5		12,4		22			
-22,9		3 5 7	12,4		23				
-23,9		17,0 14,5 13,5		20,7		24			
-24,9	4 9 12	20,7		11,0		25	← Argila siltosa, marrom clara e cinza.		
-24,9	14,5 15,5 15,0		11,0		25			25,0	

1ª parte da sondagem, de 0,0m até 25,0m de profundidade

<p style="text-align: center;">legenda</p> <p>TH trado helicoidal CA circ. de água</p> <p>NA nível de água Rev revestimento</p> <p>Martelo = 65kgf Queda = 75cm</p> <p>Amostrador $\phi_s = 35\text{mm}$ $\phi_a = 51\text{mm}$</p> <p>RN = 0,0m (calçada, adotado)</p>	<p>Perfil Individual de Sondagem SPT</p> <p>Método de execução NBR 6484/2001</p> <p>Cliente: [REDACTED]</p> <p>Obra: -</p> <p>Local: Avenida Tamarandé</p>	<p>SP 01 (fl.1/2)</p> <p>Rel. 500.436.12</p> <p>30/09/2012</p> <p>viato</p>
--	---	--

Perfil Individual de Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT - NBR 6484/2001

2ª parte da sondagem SP01, de 25,0m a 30,12m de profundidade

cota (m)	tipo de perfuração	prof. NA e posição do revest.	número de golpes pela penetração em (cm)	Nspt	nº de golpes (Nspt)	prof. amostra	Descrição do Subsolo Análise Visual Tátil	prof.(m)	
-25,9	TH	N.A. 27,10m 18/09/12	5 8 13	21,0		25	Solo de alteração de basalto, Silte argiloso , cinza, com diáclases de cor preta.	27,5	
-26,9			5 8 9			17,6			26
-27,9			9 15 31			46,0			27
-28,9	CA		28	>60		28	Solo de alteração/Saprolito de basalto, com partes resistentes e menos intemperizadas e parte constituída de silte argilo-arenoso , de cor cinza, com diáclases de cor preta.	30,1	
-29,9			22 31			>60			29
-30,0			15,0 14,0			>60			30

final da sondagem: 30,12m (cota - 30,02m)

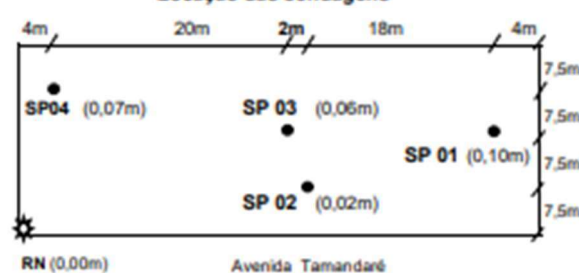
obs.

- Ensaio de avanço de perfuração com circulação de água realizado de 30,000m a 30,120m, inclusive com recolhimento de fragmentos menos intemperizados, de cor cinza e marrom.
- Nível de água subterrânea (lençol freático) observado na profundidade de 27,10m (cota de -27,00m), em 18/09/12, com espera de 6 dias após esgotamento realizado em 12/09/12. Este nível de água deve ser confirmado pela execução de poço de maior diâmetro ou pela instalação de medidor de nível de água.
- Estratigrafia determinada pela análise visual-tátil de amostras de solo recolhidas no campo, no bico do amostrador do ensaio SPT, de metro em metro.

Ensaio de avanço da perfuração por circulação d'água

tempo (min)	avanço (cm)	profundidade (m)	
t (min)	l (cm)	inicial	final
12'	55,0	27,450	28,000
23'	91,0	29,090	29,000
21'	71,0	29,290	30,000
10'	5,0	30,000	30,050
10'	4,0	30,050	30,090
10'	3,0	30,090	30,120

Localização das sondagens



legenda

TH trado helicoidal CA circ. de água
 NA nível de água Rev revestimento
 Martelo = 65kgf Queda = 75cm
 Amostrador $\phi_s = 35\text{mm}$ $\phi_a = 51\text{mm}$
 RN = 0,0m (calçada, adotado)

Perfil Individual de Sondagem SPT

Método de execução NBR 6484/2001

Cliente: XXXXXXXXXX
 Obra: -
 Local: Avenida Tamarandé

SP 01 (fl.2/2)

Ref. 500.436.12

30/09/2012

visto

Perfil Individual de Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT - NBR 6484/2001

Cliente: XXXXXXXXXX Obra: - End. obra: Av. Tamarandá	cota furo 0,02m início 11/09/12 término 14/09/12	sondagem SP 02 fl. 1/2
--	--	-------------------------------------

cota (m)	tipo penetração	prof. NA e posição do revest.	número de golpes pela penetração em (cm)	Nspt	n° de golpes (Nspt)	prof. amostra	Descrição do Subsolo Análise Visual Tátil	prof. (m)
0,02				0	0 10 20 30 40 50 60			
-1,0	TH - Trado Helicoidal	1,5m REV	2 1 1	2,0		1	Solo evoluído Argila siltosa marrom escuro	
-2,0			14,5 15,0 15,5	2,0		2		
-3,0			1 1 1	16,0 14,0 15,5	3,5			3
-4,0			2 1 2	20,0 10,0 15,0	3,2			4
-5,0			2 1 2	22,0 10,0 16,5	4,4			5
-6,0		1 2 3	14,5 15,5 18,0	3,2		6		
-7,0		2 1 2	20,0 10,0 18,0	4,9		7		
-8,0		2 3 2	15,0 18,0 12,5	8,2		8		
-9,0		3 4 4	17,0 15,0 13,5	7,4		9		
-10,0		3 3 4	17,0 13,0 15,0	8,0		10		
-11,0	3 3 5	15,0 15,0 15,0	7,5		11		10,4	
-12,0	12,0m REV	4 4 4	13,3		12	Solo de alteração de basalto Argila siltosa de 10,4m a 12,5m, marrom escuro e marrom. de 12,5m a 15,5m, cinza escuro e marrom.		
-13,0		4 4 4	15,0 17,0 15,0	15,0			13	
-14,0		4 5 8	16,0 15,0 14,0	16,0			14	
-15,0		3 6 9	15,0 15,0 15,0	11,0			15	
-16,0		4 5 6	15,0 15,5 14,5	9,1			16	
-17,0		3 4 5	15,5 14,5 15,0	8,0			17	
-18,0		3 3 5	17,0 13,0 16,0	11,6			18	
-19,0		3 6 6	14,5 17,0 14,0	15,0			19	
-20,0		4 7 8	15,0 15,5 14,5	16,5			20	
-21,0		5 7 10	15,5 15,0 15,5	26,0			21	
-22,0	8 13 13	15,0 15,0 15,0	15,0		22	Solo de alteração de basalto Argila muito siltosa de 15,5m a 18,5m, cinza escuro e marrom. de 18,5m a 20,5m, marrom claro e cinza, com diáclases de cor preta. de 20,5m a 21,5m, cinza esverdeado e marrom, com diáclases de cor preta. de 21,5m a 23,5m, marrom claro e cinza, com diáclases de cor preta. de 23,5m a 25,5m, marrom claro.		
-23,0	5 7 8	15,0 15,5 14,5	9,8		23			
-24,0	3 4 6	15,0 14,0 16,5	18,0		24			
-25,0	6 8 10	15,0 15,0 15,0			25		25,0	

1ª parte da sondagem, de 0,0m até 25,0 m de profundidade

legenda TH trado helicoidal CA circ. de água NA nível de água Rev revestimento Martelo = 65kgf Queda = 75cm Amostrador $\phi_s = 35\text{mm}$ $\phi_a = 51\text{mm}$ RN = 0,0m (caçada, adotado)	Perfil Individual de Sondagem SPT Método de execução NBR 6484/2001 Cliente: XXXXXXXXXX Obra: - Local: Avenida Tamarandá	SP 02 (fl. 1/2) Rel. 500.436.12 30/09/2012 visto
--	--	--

Perfil Individual de Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT - NBR 6484/2001
2ª parte da sondagem SP 02, de 25,0m a 29,97m de profundidade

cota (m)	tipo perfuração	prof. NA e posição do revest.	número de golpes pela penetração em (cm)	N _{spt}	n° de golpes (Nspt)	prof.-amostra	Descrição do Subsolo Análise Visual Tátil	prof.(m)
-26,0	TH	NA 26,20m 19/09/12	5	10	11	20,6	Solo de alteração de basalto, Silte argiloso , cinza, com diáclases de cor preta.	25
15,0			15,0	15,5	26			
15,5			8	14	27			
-27,0	CA	26,20m 19/09/12	9	15	21	36,6	Solo de alteração / Saprolito de basalto, com partes menos intemperizadas e partes constituídas de silte argilo-arenoso, de cor cinza, com diáclases.	28
16,0			14,0	15,0	28			
14,0			15,0	—	29			
-28,0	CA	26,20m 19/09/12	24	31	—	>60	Solo de alteração / Saprolito de basalto, com partes menos intemperizadas e partes constituídas de silte argilo-arenoso, de cor cinza, com diáclases.	29
15,0			15,0	—	29			
13			18	30	30			
15,5	14,5	4,0	>60	>60	>60	>60	30,0	

final da sondagem: 29,97m (cota - 29,95m)

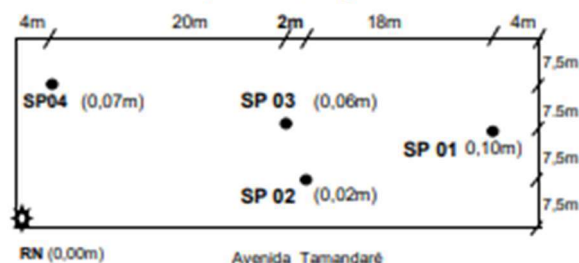
obs.

- Ensaio de avanço de perfuração com circulação de água realizado de 29,85m a 29,87m, inclusive com recolhimento de fragmentos menos intemperizados, de cor cinza e marrom.
- Nível de água subterrânea (lençol freático) observado na profundidade de 26,20m (cota de -26,18m), em 19/09/12, com espera de quatro dias após esgotamento realizado em 15/09/12. Este nível de água deve ser confirmado pela execução de poço de maior diâmetro ou pela instalação de medidor de nível de água.
- Estratigrafia determinada pela análise visual-tátil de amostras de solo recolhidas no campo, no bico do amostrador do ensaio SPT, de metro em metro.

Ensaio de avanço da perfuração por circulação d'água

tempo (min)	avanço (cm)	profundidade (m)	
		inicial	final
t (min)	r (cm)		
8'	70,0	28,300	29,000
10'	46,0	29,340	29,800
6'	5,0	29,800	29,850
10'	4,5	29,850	29,895
10'	4,5	29,895	29,940
10'	3,0	29,940	29,970

Localização das sondagens



legenda

TH trado helicoidal CA circ. de água
 NA nível de água Rev revestimento
 Martelo = 65kgf Queda = 75cm
 Amostrador $\phi_s = 35\text{mm}$ $\phi_b = 51\text{mm}$
 RN = 0,0m (calçada, adotado)

Perfil Individual de Sondagem SPT

Método de execução NBR 6484/2001

Cliente: XXXXXXXXXX
 Obra:
 Local: Avenida Tamarandé

SP 02 (fl.2/2)

Rel. 500.436.12
 30/09/2012

visão

Perfil Individual de Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT - NBR 6484/2001

2ª parte da sondagem SP 03 de 25,0m a 29,42m de profundidade

cota (m)	tipo perfuração	prof. NA e posição do revest.	número de golpes pela penetração em (cm)	Nspt	nº de golpes (Nspt)	prof. amostra	Descrição do Subsolo Análise Visual Tátil	prof.(m)
-25,9	TH	N.A. não observado	7	23,2		25	Solo de alteração de basalto, Silte argiloso , cinza, com diáclases de cor preta. com partes resistentes.	27,5
-26,9			10	29,4		26		
-27,9	CA	N.A. não observado	5	27,3		27	Solo de alteração / Saprolito, com partes resistentes e partes constituídas de silte argilo-arenoso, de cor cinza, com diáclases.	30,0
-28,9			10	>60		28		
-30,0			15,0	>60		29		

final da sondagem: 29,42m (cota - 29,36m)

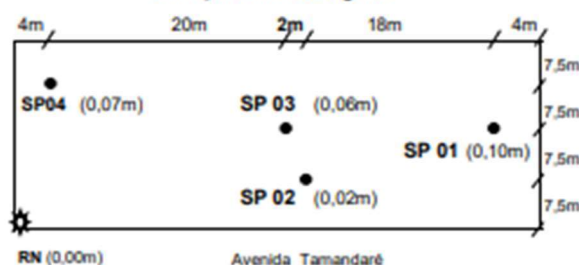
obs.

- Ensaio de avanço de perfuração com circulação de água de 29,34m a 29,42m, inclusive com recolhimento de fragmentos menos intemperizados, de cor cinza e marrom.
- Nível de água subterrânea (lençol freático) não foi identificado na perfuração a trado. O mesmo também não foi medido após a execução da sondagem. Este nível de água deve ser determinado com a execução de poço de maior diâmetro ou pela instalação de medidor de nível de água.
- Estratigrafia determinada pela análise visual-tátil de amostras de solo recolhidas no campo, no bico do amostrador do ensaio SPT, de metro em metro.

Ensaio de avanço da perfuração por circulação d'água

tempo (min)	avanço (cm)	profundidade (m)	
		inicial	final
14'	20,0	27,800	28,000
30'	40,0	28,000	28,400
20'	60,0	28,400	29,000
10'	4,0	29,340	29,380
10'	2,5	29,380	29,405
10'	1,5	29,405	29,420

Localização das sondagens



legenda

TH trado helicoidal CA circ. de água
 NA nível de água Rev revestimento
 Martelo = 65kgf Queda = 75cm
 Amostrador $\phi_s = 35\text{mm}$ $\phi_a = 51\text{mm}$
 RN = 0,0m (calçada, adotado)

Perfil Individual de Sondagem SPT

Método de execução NBR 6484/2001

Cliente: [REDACTED]

Obra: -

Local: Avenida Tamarandé

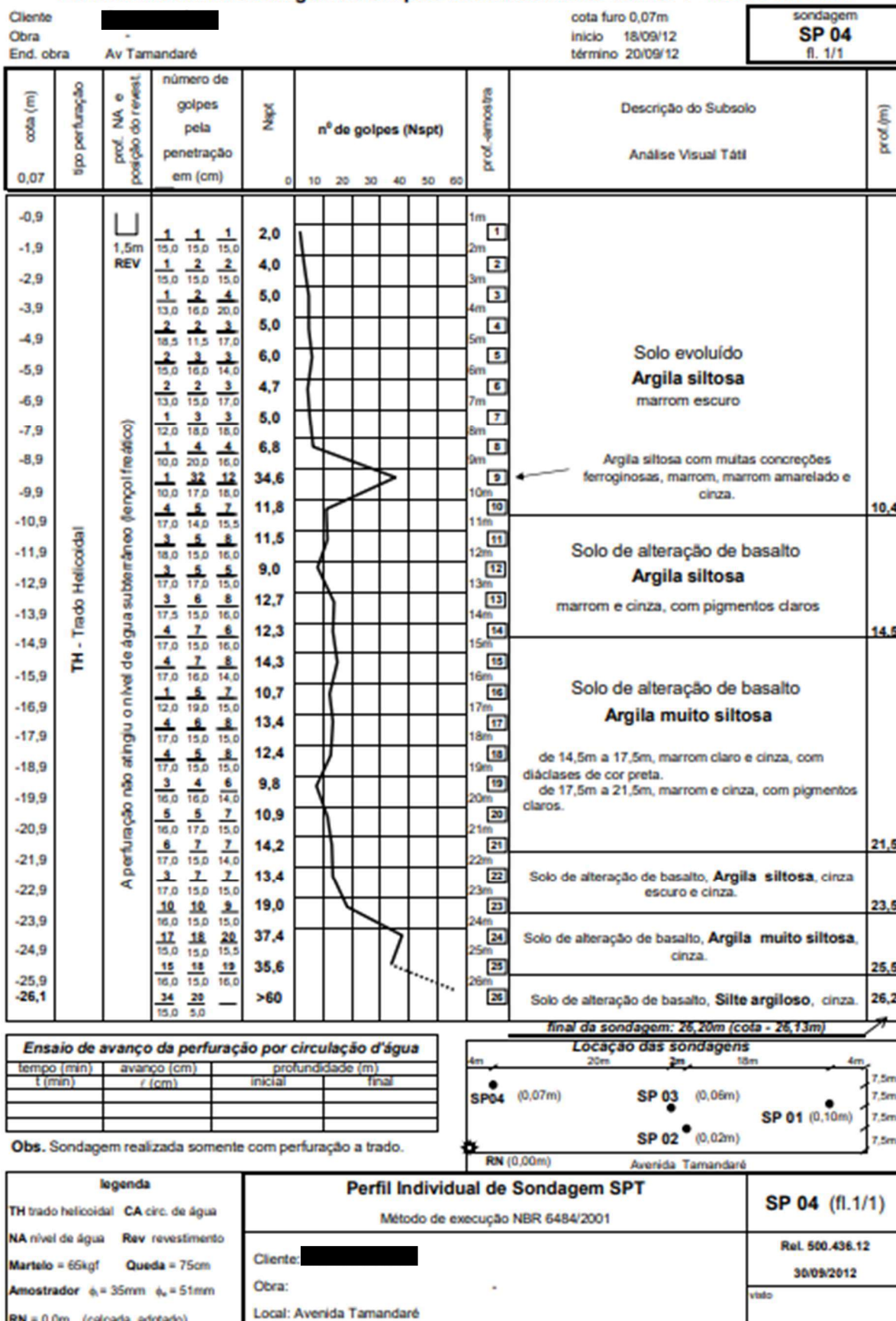
SP 03 (fl.2/2)

Rel. 500.436.12

30/09/2012

visão

Perfil Individual de Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT - NBR 6484/2001



ANEXO E

Planta de locação das fundações do edifício na seção S3 (Desenho sem escala)

ANEXO F

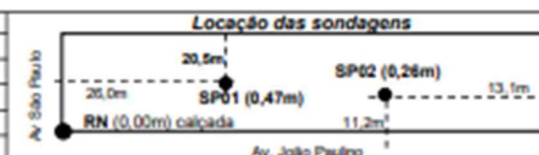
Sondagens SPT realizadas na seção S3

Perfil Individual de Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT - NBR 6484/2001

Cliente: XXXXXXXXXX cota furo 0,47m sondagem
 Obra: XXXXXXXXXX início 11/10/2011 SP 01
 End. obra: Av. São Paulo - Rua Marechal Deodoro término 18/10/2011 fl. 1/1

cota (m)	tipo perfuração	prof. NA e posição do revest.	número de golpes pela penetração em (cm)	Nspt	n° de golpes (Nspt)						prof. amostra	Descrição do Subsolo Análise Visual Tátil	
					0	10	20	30	40	50			60
0,47m													
-0,53	TH - Trado Helicoidal	2,0m REV	2 3 3	6,7							1m	Solo evoluído Argila siltosa marrom	
-1,53			1 2 2	3,6							2m		2
-2,53			1 2 2	3,3							3m		3
-3,53			2 2 2	4,3							4m		4
-4,53			2 3 3	5,3							5m		5
-5,53			2 2 2	3,8							6m		6
-6,53			3 3 3	6,0							7m		7
-7,53			2 3 3	5,9							8m		8
-8,53			3 3 3	6,3							9m		9
-9,53			2 4 4	7,4							10m		10
-10,53			3 3 3	9,8							11m		11
-11,53			2 3 4	7,1							12m		12
-12,53			2 4 4	7,7							13m		13
-13,53			4 6 6	11,8							14m		14
-14,53	5 7 8	15,3							15m	15			
-15,53	2 4 6	9,7							16m	16			
-16,53	2 6 7	12,6							17m	17			
-17,53	4 7 8	14,7							18m	18			
-18,53	3 5 8	13,0							19m	19			
-19,53	7 10 13	23,9							20m	20			
-20,53	5 9 12	20,3							21m	21			
-21,53	4 7 10	17,3							22m	22			
-22,53	2 5 7	11,5							23m	23			
-23,53	4 9 16	23,9							24m	24			
-24,53	14 31 10	>60							25m	25			
-25,00													

tempo (min)	avanço (cm)	profundidade (m)	
t (min)	r (cm)	inicial	final
10'	5,0	25,370	25,420
10'	4,0	25,420	25,460
10'	1,0	25,460	25,470



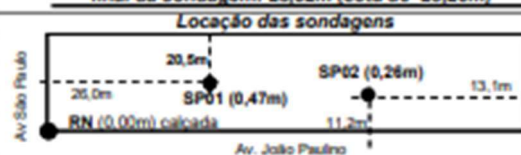
legenda		Perfil Individual de Sondagem SPT		SP1 (fl. 1/1)	
TH trado helicoidal	CA circ. de água	Método de execução NBR 6484/2001		Rel. XX/XX	
NA nível de água	REV revestimento	Cliente: XXXXXXXXXX		01/12/2011	
Martelo = 65kgf	Queda = 75cm	Obra: XXXXXXXXXX		visto	
Amostrador $\phi_s = 35mm$ $\phi_a = 51mm$		Local: Av. São Paulo - Av. João Paulino			
RN = 0,0m (calçada, adotado)					

Perfil Individual de Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT - NBR 6484/2001

Cliente: XXXXXXXXXX cota furo 0,26m sondagem
 Obra: XXXXXXXXXX início 14/11/2011 **SP 02**
 End. obra: Av. São Paulo - Rua Marechal Deodoro término 18/11/2011 fl. 1/1

cota (m)	tipo perfuração	prof. NA e posição do revest.	número de golpes pela penetração em (cm)	N _{spt}	n° de golpes (Nspt)						prof. amostra	Descrição do Subsolo
					0	10	20	30	40	50		
0,26m												Descrição do Subsolo
												Análise Visual Tátil
-0,74	TH - Trado Helicoidal	2m REV	4 5 2	7,0							1m	Solo evoluído Argila siltosa marrom
-1,74			1 1 1	2,0							2m	
-2,74			1 2 2	3,4							3m	
-3,74			1 1 2	2,8							4m	
-4,74			2 2 2	4,0							5m	
-5,74			2 3 3	5,0							6m	
-6,74			2 3 4	6,9							7m	
-7,74			3 4 4	8,1							8m	
-8,74			3 4 4	7,8							9m	
-9,74			3 4 5	8,6							10m	
-10,74	CA - circulação de água	10,5 REV	3 4 5	9,5							11m	Solo de alteração de basalto Argila siltosa de 14,5 a 16,5m, marrom e roxo claro. de 16,5 a 17,5m, roxo e marrom, com pigmentos brancos. de 17,5 a 19,5m, marrom, roxo e cinza amarelado. de 19,5 a 22,5m, roxo e marrom, com pigmentos brancos. de 22,5 a 23,5m, roxo e marrom.
-11,74			4 4 5	15,4							12m	
-12,74			4 7 8	12,0							13m	
-13,74			5 6 6	8,4							14m	
-14,74			3 4 5	8,0							15m	
-15,74			2 3 5	11,8							16m	
-16,74			3 5 7	8,9							17m	
-17,74			2 4 5	12,8							18m	
-18,74			5 8 10	17,4							19m	
-19,74			5 9 11	20,4							20m	
-20,74	2 4 7	11,0							21m			
-21,74	3 6 8	13,7							22m			
-22,74	3 6 8	14,0							23m			
-23,74	4 6 9	15,0							24m			
-24,74	5 9 13	21,4							25m			
-25,74	14 30 5	>60							26m	Solo de alteração de basalto Silte argilo-arenoso marrom e cinza e cinza esverdeado, com partes resistentes, menos intemperizadas.		
-26,74	12 27 11	54,5							27m	Solo de alteração de basalto Silte areno-argiloso cinza esverdeado e marrom, com partes resistentes, menos intemperizadas.		
-27,74	15 15 6,0	>60							28m			
-28,26	18 22	>60							28m	final da sondagem: 28,52m (cota de -28,26m)		

Ensaio de avanço da perfuração por circulação de água			
tempo (min)	avanço (cm)	profundidade (m)	
t (min)	f (cm)	inicial	final
10'	4,5	28,400	28,445
10'	4,0	28,445	28,485
10'	3,5	28,485	28,520



legenda		Perfil Individual de Sondagem SPT		SP 02 (fl. 1/1)
TH trado helicoidal	CA circ. de água	Método de execução NBR 6484/2001		
NA nível de água	Rev revestimento	Cliente:		Rel. XX/XX
Martelo = 65kgf	Queda = 75cm	Obra:		01/12/2011
Amostrador $\phi_s = 35mm$ $\phi_a = 51mm$		Local: Av. São Paulo - Av. João Paulino		visto
RN = 0,0m (calçada, adotado)				