



**Mayara Lobo Amorim**

**Análise do comportamento dinâmico de construções  
históricas submetidas a vibrações induzidas por tráfego**

**Dissertação de Mestrado**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do departamento de Engenharia Civil do Centro Técnico Científico da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Paulo Batista Gonçalves

Rio de Janeiro  
Dezembro de 2017



**Mayara Lobo Amorim**

## **Análise do comportamento dinâmico de construções históricas submetidas a vibrações induzidas por tráfego**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do departamento de Engenharia Civil do Centro Técnico Científico da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

**Prof. Paulo Batista Gonçalves**

Orientador

Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

**Prof. Deane Roehl**

Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

**Prof. Eliane Maria Lopes**

Universidade Federal Fluminense – UFF

**Prof. Márcio da Silveira Carvalho**

Coordenador Setorial do Centro Técnico Científico  
PUC-Rio

Rio de Janeiro, 11 de dezembro de 2017.

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

### **Mayara Lobo Amorim**

Graduou-se em Engenharia Civil na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro em dezembro de 2014. Trabalha com projetos de cálculo e restauro de edificações antigas. Área de interesse inclui as características estruturais das construções históricas e sua preservação. Atualmente é aluna de mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio.

### Ficha Catalográfica

Amorim, Mayara Lobo

Análise do comportamento dinâmico de construções históricas submetidas a vibrações induzidas por tráfego / Mayara Lobo Amorim ; orientador: Paulo Batista Gonçalves. – 2017.

168 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2017.

Inclui bibliografia

1. Engenharia civil – Teses. 2. Comportamento dinâmico. 3. Construções históricas. 4. Vibração induzida por tráfego de veículos. 5. Análise experimental. 6. Construção de alvenaria maciça. I. Gonçalves, Paulo Batista. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. III. Título.

CDD: 624

## Agradecimentos

Agradeço, primeiramente, à minha mãe e irmãs, pelo suporte e incentivo para que eu pudesse chegar ao final dessa trajetória. Em especial a minha irmã Paola, por todos os encorajamentos, companheirismo e apoio ao longo de todas as etapas do desenvolvimento deste estudo, por estar sempre presente em todos os momentos.

Aos meus amigos da Cerne Engenharia e Projetos, agradeço pela compreensão e colaboração que me proporcionaram durante todo o curso, em especial à Amanda Mauro, por estar ao meu lado nos momentos de fraqueza e me incentivar a não desistir e ser minha dupla inseparável. Ao Geraldo Filizola, por compartilhar seus conhecimentos e me instigar a sempre crescer.

A todos os professores do Mestrado em Engenharia Civil da PUC-Rio, agradeço pela inspiração e pelos valiosos ensinamentos proporcionados nos últimos anos.

A equipe do LEM que me instruiu, não somente, a como desenvolver bons ensaios de laboratório, mas como também, pensar em equipe.

Ao meu professor e orientador Paulo Batista Gonçalves, em especial, agradeço pela boa vontade e atenção que generosamente me dedicou durante a orientação deste trabalho. Além disso, agradeço por sempre “me fazer pensar”, que acredito ser a maior intenção dos professores com os alunos de pós-graduação.

Por último, mas não menos importante, ao CNPq e a PUC-Rio, pela concessão da bolsa de isenção que foi essencial para a realização desta pesquisa.



## Resumo

Amorim, Mayara Lobo; Gonçalves, Paulo Batista (Orientador). **Análise do comportamento dinâmico de construções históricas submetidas a vibrações induzidas por tráfego**. Rio de Janeiro, 2017. 169p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

No Brasil as primeiras cidades surgiram no início do século XVI e, com a descoberta de novos territórios, foram surgindo novas cidades cujas construções remanescentes devem ser preservadas não somente pelo seu valor histórico, como também por suas técnicas construtivas. Estas construções são de uma época onde não havia fluxo intenso de tráfego, os veículos não eram pesados e não possuíam capacidade de atingir altas velocidades. Após a revolução industrial, com o aumento do transporte rodoviário e ferroviário, a preocupação com vibrações advindas do fluxo do tráfego em construções históricas ganhou importância, isso porque as cidades modernas se desenvolveram em torno dos seus núcleos históricos e o fluxo, peso e velocidade dos veículos nestas áreas são cada vez mais intensos. A excitação induzida por tráfego, dependendo da sua intensidade e frequência, pode gerar ou intensificar danos já existentes, além de causar desconforto aos usuários. Ela depende prioritariamente da qualidade dos pavimentos que é bastante irregular nas cidades históricas brasileiras. Para garantir a segurança de nossas construções históricas, geralmente de materiais frágeis, é fundamental o monitoramento das vibrações em ambientes urbanos. Nesta dissertação são apresentados os materiais mais relevantes utilizados em construções e pavimentos das cidades históricas no Brasil e uma revisão bibliográfica e análise das normas e critérios de projeto relativos ao efeito das vibrações induzidas por tráfego nessas construções. Com a finalidade de se entender como as vibrações se propagam nestas estruturas, foram construídas duas paredes de alvenaria apresentando variação da espessura da argamassa e diferentes tipos de fundação, sendo estas submetidas a cargas móveis e de impacto. Uma análise experimental detalhada mostra como em cada caso variam as acelerações, velocidades e deslocamentos ao longo das paredes, permitindo avaliar a influência do tipo de carregamento e da fundação nestas grandezas. Adotou-se para a avaliação de sensibilidade, a norma alemã DIN 4150.

## Palavras-chave

Construções históricas; dinâmica de estruturas; vibração induzida por tráfego; análise experimental.

## Abstract

Amorim, Mayara Lobo; Gonçalves, Paulo Batista (Advisor). **Analysis of the dynamic behavior of historical buildings subjected to traffic-induced vibrations.** Rio de Janeiro, 2017. 169p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

The first cities in Brazil emerged in the early sixteenth century and, with the discovery of new territories; new cities emerged whose remaining buildings must be preserved not only for their historical value, but also for their constructive techniques. These constructions are of a time where there was no intense traffic flow, the vehicles were not heavy and did not have the capacity to reach high speeds. After the industrial revolution, with the increase in road and rail transport, the concern with vibrations arising from the flow of traffic in historical buildings gained prominence, because modern cities developed around their historical centers and the flow, weight and speed of the vehicles in these areas are becoming more intense. Traffic-induced excitation, depending on its intensity and frequency, can generate or intensify existing damages, and usually cause discomfort to users. It depends primarily on the quality of the pavements, which is quite irregular in Brazilian historical cities. To ensure the safety of our historic constructions, usually of fragile materials, the monitoring of vibrations in urban environments is fundamental. This dissertation presents the most relevant construction materials used in constructions and pavements of historic cities in Brazil and a bibliographical review and analysis of the codes and design criteria related to the effect of traffic-induced vibrations in these constructions. In order to understand how the vibrations propagate in these structures, two masonry walls were built in the laboratory with different mortar thickness and different types of foundation, being these subjected to mobile and impact loads. A detailed experimental analysis shows how in each case the accelerations, speeds and displacements vary along the walls, allowing evaluating the influence of the type of load and foundation characteristics in these quantities. The German standard DIN 4150 was adopted for the sensitivity assessment.

## Keywords

Historical buildings; structural dynamics; traffic induced vibrations; experimental analysis.

# Sumário

1	Introdução	22
1.1	Revisão Bibliográfica	22
1.2	Importância do Tema	31
1.3	Descrição dos Capítulos	33
2	Materiais de Construção das Edificações e Pavimentos Históricos no Brasil	34
2.1	Pedra	37
2.2	Alvenaria de Tijolo Cerâmico	41
2.3	Adobe	43
2.4	Taipa	44
2.5	Rugosidade dos Pavimentos	47
2.6	Pavimentos Históricos	49
3	Revisão Bibliográfica	51
3.1	Trabalhos Experimentais	53
3.2	Norma e critérios de Projetos	58
4	Análise Experimental	65
4.1	Tijolo	67
4.1.1	Compressão	68
4.2	Argamassa	70
4.2.1	Compressão	71
4.3	Metodologia Adotada	73
4.4	Programas adotados	75
4.5	Força de Excitação	76
5	Medições e Contribuição Histórica	88

5.1	Metodologia Adotada	89
5.2	Parede 1	90
5.2.1	Carga móvel	91
5.2.2	Carga com peso em queda livre a 1,00 m	96
5.2.3	Carga com peso em queda livre a 1,60 m	101
5.3	Parede 2	108
5.3.1	Carga móvel	108
5.3.2	Carga com peso em queda livre a 1,00 m	113
5.3.3	Carga com peso em queda livre a 1,60 m	117
6	Conclusão e Sugestões	124
6.1	Sugestão para trabalhos futuros	126
7	Referências bibliográficas	127
8	Anexo	134

## Lista de figuras

Figura 1.1 - Isolamento proposto por Clemente e Rinaldis (1998)	25
Figura 1.2 - Ensaios de vibração e resistência lateral. (adaptado de Tomazevic et al., 2002)	26
Figura 2.1 Fundação em pedra na Casa do Barão do Amparo e piso em madeira – Vassouras – (fonte: Autor)	35
Figura 2.2 Parede de Pedra – Paço Imperial – (fonte: Autor)	39
Figura 2.3 Tipos de tijolos – (fonte: Rocha,2012)	42
Figura 2.4 Processo de fabricação do adobe – (fonte: adaptado de Fernandes, 2007)	43
Figura 2.5 Parede interna da Casa do Barão do Amparo em Vassouras, após o acidente. (fonte: Autor)	46
Figura 2.6 Parati, parte do Caminho do Ouro Minas-Parati construído em 1726: - (fonte: <a href="http://www.dtt.ufpr.br/Pavimentacao/Notas/MOdu%201%20-%20Introducao.pdf">http://www.dtt.ufpr.br/Pavimentacao/Notas/MOdu%201%20-%20Introducao.pdf</a> )	50
Figura 3.1. Vibração induzida por tráfego – (adaptado de Hunaid i, 2000)	52
Figura 3.2 Amplitudes e Começo Típicos de Vibrações. (adaptado de NCHRP 25-25/Task 72, 2012)	64
Figura 4.1 - Modelo da Parede 1	66
Figura 4.2 - Modelo da Parede 2	66
Figura 4.3 Paredes 1 e 2 após a construção	67
Figura 4.4 - Tijolo fabricado pela Companhia Inhaúma e Irajá no início do século XX	68
Figura 4.5 - Ensaio de compressão dos tijolos	69
Figura 4.6 – Relação entre a tensão de compressão e o deslocamento. CP 4.	70
Figura 4.7 - Ensaio de compressão do corpo de prova da argamassa	71

Figura 4.8 Curva tensão de compressão versus deslocamento da argamassa. CP2.	72
Figura 4.9 - Acelerômetro uniaxial Brüel & Kjær	73
Figura 4.10 - Sistema de aquisição de dados da National Instruments	74
Figura 4.11 - Amplificador de sinal	74
Figura 4.12 Processo para coleta de dados	75
Figura 4.13 Carga Induzida – Rolo metálico com irregularidade -	77
Figura 4.14 Rolo metálico com irregularidade	77
Figura 4.15 Carga de impacto – Peso em queda livre	78
Figura 4.16 Esfera metálica envolvida por saco de areia usada no ensaio de impacto	79
Figura 4.17 Resumo de todas as cargas aplicadas as paredes	79
Figura 4.18 Posicionamento das medições da propagação de carga	80
Figura 4.19 Rolo metálico com irregularidade e instrumentação dos pontos de medição das acelerações.	80
Figura 4.20 - Espectro da carga móvel com irregularidade	82
Figura 4.21 - Espectro da carga de impacto com a altura inicial $h_1=1,00\text{m}$ em queda livre.	82
Figura 4.22 Espectro da carga de impacto com a altura inicial $h_2=1,60\text{m}$ em queda livre.	83
Figura 4.23 Modelo típico de veículo, composto de um sistema massa - mola-amortecedor com 2GL	84
Figura 4.24 Velocidade de propagação da carga móvel	85
Figura 4.25 Velocidade de propagação da carga de impacto com a altura inicial $h_1=1,00\text{ m}$ em queda livre	86
Figura 4.26 Velocidade de propagação da carga de impacto com a altura inicial $h_2=1,60\text{ m}$ em queda livre	86
Figura 5.1 Propagação de ondas em um maciço rochoso. (adaptado de Barros et al. 1990).	89
Figura 5.2 Posicionamento dos acelerômetros – Dimensões em milímetro.	90
Figura 5.3 Carga móvel com irregularidade na base da parede.	92
Figura 5.4 - Distribuição das acelerações máximas ao longo da parede $1\text{ [m/s}^2\text{]}$ .	93

Figura 5.5 - Distribuição das velocidades máximas ao longo da parede 1 [mm/s].	93
Figura 5.6 - Distribuição dos deslocamentos máximos ao longo da parede 1 [mm].	94
Figura 5.7 - Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 1- carga móvel na base da parede.	95
Figura 5.8 Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 1- carga móvel na laje do laboratório.	96
Figura 5.9 Propagação da aceleração ao longo da parede 1 [m/s <sup>2</sup> ].	98
Figura 5.10 Propagação da velocidade ao longo da parede 1 [mm/s].	98
Figura 5.11 Propagação do deslocamento ao longo da parede 1 [mm].	99
Figura 5.12 Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 1- peso em queda livre com altura de 1,00 m - carga na base da parede.	100
Figura 5.13 Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 1- peso em queda livre com altura de 1,00 m - carga na laje do laboratório.	100
Figura 5.14 Propagação da aceleração ao longo da parede 1 [m/s <sup>2</sup> ]	102
Figura 5.15 Propagação da velocidade ao longo da parede 1 [mm/s]	102
Figura 5.16 Propagação do deslocamento ao longo da parede 1 [mm]	103
Figura 5.17 - Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 1- peso em queda livre com altura de 1,60 m - carga na base da parede.	104
Figura 5.18 - Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 1- peso em queda livre com altura de 1,60 m - carga na laje do laboratório.	104
Figura 5.19 - Espectro de potência da aceleração nas seis situações de carregamento para o ponto 1 da parede 1 (base da parede).	106
Figura 5.20 - Espectro de potência da aceleração nas seis situações de carregamento para o ponto 2 da parede 1 (altura média da parede).	106
Figura 5.21 - Espectro de potência da aceleração nas seis situações de carregamento para o ponto 3 da parede 1 (topo da parede).	106
Figura 5.22 - Espectro de potência da aceleração nas seis situações de carregamento para o ponto na posição 4 - Parede 1	107

Figura 5.23 - Espectro de potência da aceleração nas seis situações de carregamento para o ponto na posição 5 - Parede 1	107
Figura 5.24 - Espectro de potência da aceleração nas seis situações de carregamento para o ponto na posição 6 - Parede 1	107
Figura 5.25 - Espectro de potência da aceleração nas seis situações de carregamento para o ponto na posição 7 - Parede 1	108
Figura 5.26 - Propagação da aceleração ao longo da parede 2 [m/s <sup>2</sup> ].	110
Figura 5.27 - Propagação da velocidade ao longo da parede 2 [mm/s].	110
Figura 5.28 - Propagação do deslocamento ao longo da parede 2 [mm].	111
Figura 5.29 - Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 2- carga na base da parede.	112
Figura 5.30 - Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 2 - carga na laje do laboratório.	112
Figura 5.31 Propagação da aceleração ao longo da parede 1 [m/s <sup>2</sup> ].	114
Figura 5.32 Propagação da velocidade ao longo da parede 2 [mm/s].	114
Figura 5.33 Propagação do deslocamento ao longo da parede 2 [mm].	115
Figura 5.34 - Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 2 - peso em queda livre com altura inicial de 1,00 m - carga na base da parede.	116
Figura 5.35 - Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 2 - peso em queda livre com altura inicial de 1,00 m - carga na laje do laboratório.	116
Figura 5.36 Propagação da aceleração ao longo da parede 2 [m/s <sup>2</sup> ]	118
Figura 5.37 Propagação da velocidade ao longo da parede 2 [mm/s]	118
Figura 5.38 Propagação do deslocamento ao longo da parede 2 [mm]	119
Figura 5.39 Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 2 - peso em queda livre com altura de 1,60 m - carga na base da parede.	119
Figura 5.40 Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 2 - peso em queda livre com altura de 1,60 m - carga na laje do laboratório.	120
Figura 5.41 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto da CARGA - Parede 2	121



Figura 5.42 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto na posição (1) - Parede 2	121
Figura 5.43 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto na posição (2) - Parede 2	122
Figura 5.44 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto na posição (3) - Parede 2	122
Figura 5.45 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto na posição (4) - Parede 2	122
Figura 5.46 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto na posição (5) - Parede 2	123
Figura 5.47 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto na posição (6) - Parede 2	123
Figura 5.48 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto na posição (7) - Parede 2	123
Figura 8.1 Aceleração vertical da parede 1 submetida a carga móvel na base da parede	134
Figura 8.2 Velocidade vertical da parede 1 submetida a carga móvel na base da parede	134
Figura 8.3 Deslocamento vertical da parede 1 submetida a carga móvel na base da parede	135
Figura 8.4 Aceleração horizontal da parede 1 submetida a carga móvel na base da parede	135
Figura 8.5 Velocidade horizontal da parede 1 submetida a carga móvel na base da parede	136
Figura 8.6 Deslocamento horizontal da parede 1 submetida a carga móvel na base da parede	136
Figura 8.7 Aceleração vertical da parede 1 submetida a carga móvel no chão do laboratório	137
Figura 8.8 Velocidade vertical da parede 1 submetida a carga móvel no chão do laboratório	137
Figura 8.9 Deslocamento vertical da parede 1 submetida a carga móvel no chão do laboratório	138
Figura 8.10 Aceleração horizontal da parede 1 submetida a carga móvel no chão do laboratório	138

Figura 8.11 Velocidade horizontal da parede 1 submetida a carga móvel no chão do laboratório	139
Figura 8.12 Deslocamento horizontal da parede 1 submetida a carga móvel no chão do laboratório	139
Figura 8.13 Aceleração vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00\text{m}$ na baseda parede	140
Figura 8.14 Velocidade vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00\text{m}$ na baseda parede	140
Figura 8.15 Deslocamento vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00\text{m}$ na base da parede	141
Figura 8.16 Aceleração horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00\text{m}$ na base da parede	141
Figura 8.17 Velocidade horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00\text{m}$ na base da parede	142
Figura 8.18 Deslocamento horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00\text{m}$ na base da parede	142
Figura 8.19 Aceleração vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00\text{m}$ no chão do laboratório	143
Figura 8.20 Velocidade vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00\text{m}$ no chão do laboratório	143
Figura 8.21 Deslocamento vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00\text{m}$ no chão do laboratório	144
Figura 8.22 Aceleração horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00\text{m}$ no chão do laboratório	144
Figura 8.23 Velocidade horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00\text{m}$ no chão do laboratório	145
Figura 8.24 Deslocamento horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00\text{m}$ no chão do laboratório	145
Figura 8.25 Aceleração vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ na baseda parede	146
Figura 8.26 Velocidade vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ na baseda parede	146
Figura 8.27 Deslocamento vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ na base da parede	147

Figura 8.28 Aceleração horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ na base da parede	147
Figura 8.29 Velocidade horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ na base da parede	148
Figura 8.30 Deslocamento horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ na base da parede	148
Figura 8.31 Aceleração vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ no chão do laboratório	149
Figura 8.32 Velocidade vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ no chão do laboratório	149
Figura 8.33 Deslocamento vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ no chão do laboratório	150
Figura 8.34 Aceleração horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ no chão do laboratório	150
Figura 8.35 Velocidade horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ no chão do laboratório	151
Figura 8.36 Deslocamento horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ no chão do laboratório	151
Figura 8.37 Aceleração vertical da parede 2 submetida a carga móvel na base da parede	152
Figura 8.38 Velocidade vertical da parede 2 submetida a carga móvel na base da parede	152
Figura 8.39 Deslocamento vertical da parede 2 submetida a carga móvel na base da parede	153
Figura 8.40 Aceleração horizontal da parede 2 submetida a carga móvel na base da parede	153
Figura 8.41 Velocidade horizontal da parede 2 submetida a carga móvel na base da parede	154
Figura 8.42 Deslocamento horizontal da parede 2 submetida a carga móvel na base da parede	154
Figura 8.43 Aceleração vertical da parede 2 submetida a carga móvel no chão do laboratório	155
Figura 8.44 Velocidade vertical da parede 2 submetida a carga móvel no chão do laboratório	155

Figura 8.45 Deslocamento vertical da parede 2 submetida a carga móvel no chão do laboratório	156
Figura 8.46 Aceleração horizontal da parede 2 submetida a carga móvel no chão do laboratório	156
Figura 8.47 Velocidade horizontal da parede 2 submetida a carga móvel no chão do laboratório	157
Figura 8.48 Deslocamento horizontal da parede 2 submetida a carga móvel no chão do laboratório	157
Figura 8.49 Aceleração vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00m$ na base da parede	158
Figura 8.50 Velocidade vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00m$ na base da parede	158
Figura 8.51 Deslocamento vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00m$ na base da parede	159
Figura 8.52 Aceleração horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00m$ na base da parede	159
Figura 8.53 Velocidade horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00m$ na base da parede	160
Figura 8.54 Deslocamento horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00m$ na base da parede	160
Figura 8.55 Aceleração vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00m$ no chão do laboratório	161
Figura 8.56 Velocidade vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00m$ no chão do laboratório	161
Figura 8.57 Deslocamento vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00m$ no chão do laboratório	162
Figura 8.58 Aceleração horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00m$ no chão do laboratório	162
Figura 8.59 Velocidade horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00m$ no chão do laboratório	163
Figura 8.60 Deslocamento horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,00m$ no chão do laboratório	163
Figura 8.61 Aceleração vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60m$ na base da parede	164

Figura 8.62 Velocidade vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ na base da parede	164
Figura 8.63 Deslocamento vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ na base da parede	165
Figura 8.64 Aceleração horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ na base da parede	165
Figura 8.65 Velocidade horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ na base da parede	166
Figura 8.66 Deslocamento horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ na base da parede	166
Figura 8.67 Aceleração vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ no chão do laboratório	167
Figura 8.68 Velocidade vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ no chão do laboratório	167
Figura 8.69 Deslocamento vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ no chão do laboratório	168
Figura 8.70 Aceleração horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ no chão do laboratório	168
Figura 8.71 Velocidade horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ no chão do laboratório	169
Figura 8.72 Deslocamento horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre $h=1,60\text{m}$ no chão do laboratório	169

## Lista de tabelas

Tabela 1.1- Comparação dos níveis de vibração ( $\text{mm/s}^2$ , RMS) induzidos por um ônibus e um caminhão, para demonstrar o efeito de diferentes sistemas de suspensão a diferentes velocidades (adaptado de Hunaidi e Rainer -1991)	24
Tabela 2.1 - Resistência à compressão (MPa) de Gnaisses do Rio de Janeiro - Cavalcanti (1951)	41
Tabela 2.2 Variação da resistência à compressão (MPa) - Cavalcanti (1951)	41
Tabela 2.3 Propriedades mecânicas do Adobe e da Taipa. Fonte: adaptado de Houben e Guillaud (1994)	47
Tabela 2.4 Classificação funcional para rodovias pavimentadas (adaptado de Vieira e Soares, 2012)	49
Tabela 3.1 - Critérios de vibração existentes para estruturas históricas sob vibração contínua segundo Morbia et al. (2013).	53
Tabela 3.2 Valores obtidos por Ma et al. (2011).	56
Tabela 3.3 Resumo dos limites de PPV para cada tipo de obra apresentado na referência NCHRP 25-25/Task 72 (2012).	62
Tabela 4.1 Resumo dos ensaios de compressão	70
Tabela 4.2 Resumo dos ensaios de compressão da argamassa	72
Tabela 4.3 Resumo dos valores de aceleração de referência para carga do rolo ( $\text{m/s}^2$ )	81
Tabela 4.4 Resumo dos valores de aceleração referência para carga peso em queda livre com a altura $h_1=1,00\text{m}$ . ( $\text{m/s}^2$ )	81
Tabela 4.5 Resumo dos valores de aceleração referência para carga do peso em queda livre com a altura $h_2=1,60\text{m}$ . ( $\text{m/s}^2$ )	81
Tabela 4.6 Valores de referência para os limites de veículos pesados (adaptado de Xu e Hong, 2008).	83
Tabela 4.7 Classificação das cargas adotadas no modelo	87

Tabela 5.1 - Distribuição das acelerações em $m/s^2$ na Parede 1 – carga aplicada na base da parede – carga móvel.	92
Tabela 5.2 - Distribuição das acelerações em $m/s^2$ na Parede 1 – carga aplicada na laje do laboratório – carga móvel.	92
Tabela 5.3 Distribuição das acelerações em $m/s^2$ na Parede 1 – carga aplicada na base da parede - peso em queda livre $h_1=1,00$ m.	97
Tabela 5.4 Distribuição das acelerações em $m/s^2$ na Parede 1 – carga aplicada na laje do laboratório – peso em queda livre $h_2=1,00$ m.	97
Tabela 5.5 - Distribuição das acelerações em $m/s^2$ na Parede 1 – carga aplicada na base da parede - peso em queda livre $h_2=1,60$ m - parede1	101
Tabela 5.6 - Distribuição das acelerações em $m/s^2$ na Parede 1 – carga aplicada na laje do laboratório – peso em queda livre $h_2=1,60$ m	101
Tabela 5.7 Tabela de comparação das médias das acelerações para carga na laje nos sete pontos monitorados.	101
Tabela 5.8 - Comparação das velocidades máximas (mm/s) para carga na base da parede. Dados das Figuras 6.4, 6.7 e 6.10.	105
Tabela 5.9 - Comparação das velocidades máximas para carga na laje. Dados das Figuras 6.4, 6.7 e 6.10.	105
Tabela 5.10 - Distribuição das acelerações em $m/s^2$ na Parede 2 – carga aplicada na base da parede – carga móvel.	109
Tabela 5.11 - Distribuição das acelerações em $m/s^2$ na Parede 2 – carga aplicada na laje do laboratório – carga móvel.	109
Tabela 5.12 - Comparação das acelerações médias em $m/s^2$ nas paredes 1 e 2 – carga aplicada na base da parede – carga móvel.	109
Tabela 5.13 - Distribuição das acelerações em $m/s^2$ na Parede 2 – carga aplicada na base da parede - peso em queda livre $h_1=1,00$ m.	113
Tabela 5.14 - Distribuição das acelerações em $m/s^2$ na Parede 2 – carga aplicada na laje do laboratório – peso em queda livre $h_1=1,00$ m.	113
Tabela 5.15 Distribuição das acelerações em $m/s^2$ na Parede 2 – carga aplicada na base da parede – peso em queda livre $h_2=1,60$ m	117
Tabela 5.16 Distribuição das acelerações em $m/s^2$ na Parede 2 – carga aplicada na laje do laboratório – peso em queda livre $h_2=1,60$ m	117
Tabela 5.17 Média das acelerações $m/s^2$ – carga na base da parede.	120
Tabela 5.18 Média das acelerações $m/s^2$ – carga na laje do laboratório.	120

## Lista de abreviaturase siglas

ASHTO	American Association of State of Highway
DEP	Densidade Espectral de Potência
DIN	Deutsche Industrie Norm
ENEA	Executiva Nacional dos Estudantes de Arquivologia
GB	Norma Chinesa
IRI	Índice internacional de rugosidade longitudinal
ISO	Organização Internacional de Normalização
PPV	Peak particle velocity
PN	Norma Polonesa
RMS	Root Mean Square
TRRL	Transport and Road Research Laboratory
UNI	Ente Italiano di Normazione



# 1

## Introdução

### 1.1

#### Revisão Bibliográfica

Em décadas recentes, com o aumento do tráfego, diversas construções históricas têm sofrido danos em virtude da excitação induzida por tráfego. A intensidade dessa excitação ao longo do tempo pode intensificar danos já existentes ou até mesmo originá-los. Em muitos países, para garantir a integridade estrutural de monumentos históricos, tem-se feito o monitoramento das vibrações em ambientes urbanos e desenvolvido mecanismos para mitigar o efeito destas vibrações. A vibração é causada principalmente por veículos pesados, por exemplo, ônibus e caminhões. Veículos pequenos raramente induzem vibrações que são perceptíveis nos edifícios. As vibrações são induzidas como resultado da presença de irregularidades na superfície da via (por exemplo, buracos, rachaduras), bem como irregularidades periódicas e aleatórias de superfícies pavimentadas com pedras e imperfeições nos próprios veículos. Irregularidades e imperfeições levam a forças dinâmicas de interação veículo-pavimento que, por sua vez, geram ondas de tensão no solo. As ondas no solo alcançam as fundações dos edifícios adjacentes, fazendo com que eles vibrem. Muitos fatores afetam os níveis de vibração, entre eles a condição da estrada, peso e velocidade do veículo, características do veículo, estratificação e propriedades do solo e características de construção.

A possibilidade de induzir vibrações devido ao ruído dos veículos também existe, especialmente, se os edifícios estiverem perto da estrada. Este tipo de vibração, no entanto, ocorre em frequências mais altas do que a vibração terrestre e, pode causar vibrações de portas e janelas e objetos soltos que podem ser muito irritantes (Hunaidi e Tremblay, 1997).

O problema da vibração induzida pelo tráfego tem sido motivo de preocupação por um longo tempo; estudos iniciais foram relatados quase 70 anos atrás (veja, por exemplo, Hyde e Lintern (1929)).

Chiostrini et al. (1970) medem as vibrações induzidas por linhas de ônibus urbanos na "Galleria Vasariana" em Florença a fim de projetar um novo pavimento para isolar a estrutura das vibrações da estrada. Foi desenvolvido um modelo de geração e propagação de vibrações do trânsito e sua eficácia foi verificada através de comparações com dados experimentais. O modelo numérico permitiu o dimensionamento correto do pavimento, a fim de atenuar as frequências de vibração que se revelaram mais perigosas para a conservação do edifício histórico.

Em 1971 Bata (1971) apresenta medições das vibrações induzidas por tráfego na República Tcheca, destacando sua capital Praga, que apresenta grandes construções medievais. Paralelamente, conduziu um programa experimental e usou modelos numéricos para averiguar o efeito negativo de vibrações geradas em edifícios de alvenaria e apresentou também uma caracterização para a carga gerada através do contato roda – solo, e os efeitos gerados por esta propagação.

Wootton e Ceng (1975) relatam os tipos de proteção para edifícios contra vibrações transmitidas pelo solo em função da fonte indutora, além de mostrar construções realizadas utilizando tais proteções.

Muitos estudos indicam que as vibrações geradas por tráfego não causam danos em construções modernas, o mesmo não ocorre em construções históricas com materiais frágeis. Ellis (1987) descreve o trabalho realizado em Londres pela GLC Scientific Services Branch, em conjunto com a Divisão de Edifícios Históricos da GLC, para investigar a relação entre os níveis de vibração que surgem do tráfego rodoviário e a deterioração dos edifícios históricos, através de valores experimentais e teóricos.

Watts (1990) descreve os estudos realizados pelo Transport and Road Research Laboratory (TRRL) sobre o efeito das vibrações nas pessoas, edifícios e equipamentos sensíveis a vibrações, comparando com outros estudos relevantes encontrados na literatura. Este estudo inclui comparações de defeitos estruturais em casas expostas a altos níveis de vibração com propriedades similares expostas a níveis relativamente baixos. Por fim, são descritos possíveis métodos para reduzir o incômodo das vibrações geradas por tráfego.

Hunaidi e Rainer (1991) desenvolvem, no Canadá, um estudo sobre o movimento vibratório gerado pelo tráfego de veículo, após várias reclamações dos moradores que se sentiam incomodados pelas vibrações. Uma investigação experimental foi realizada considerando os efeitos do tipo, velocidade e peso do

veículo, além das condições da superfície da estrada. Além disso, foi realizada uma análise considerando os efeitos da vibração, de acordo com o tipo de veículo (peso), sua respectiva velocidade e a condição da via. O artigo também apresenta um estudo analítico considerando o tipo de pavimento e sub-base e demonstra, através de simulação por elementos finitos, a eficácia do isolamento de vibrações por paredes de concreto e a melhoria do solo. A Tabela 1.1 mostra a comparação dos níveis de vibração ( $\text{mm/s}^2$ , RMS) induzidos por um ônibus e um caminhão, demonstrando o efeito de diferentes sistemas de suspensão a diferentes velocidades.

Tabela 1.1- Comparação dos níveis de vibração ( $\text{mm/s}^2$ , RMS) induzidos por um ônibus e um caminhão, para demonstrar o efeito de diferentes sistemas de suspensão a diferentes velocidades (adaptado de Hunaidi e Rainer -1991)

Localização	25 km/h		50 km/h	
	Ônibus	Caminhão	Ônibus	Caminhão
Base na frente da casa	20.5	19.9	64.5	33.2
Fundação da parede externa	11.2	10.1	30.9	15.7
Ponto médio do piso em 1º andar	20.3	20.8	62.9	30.1
Ponto médio do andar em segundo andar	35.0	37.3	96.2	46.7
* O ônibus - sistema de suspensão de <i>air bag</i> ; O caminhão - sistema de suspensão de mola de aço multi- folha.				

Clemente e Rinaldis (1998), para preservar um edifício antigo em Roma contra as vibrações induzidas pelo tráfego, propõem a introdução de um isolamento da pavimentação da estrada de Lungotevere através de 1000 apoios de borracha e comparam, através de uma análise experimental, as vibrações da estrutura antes e depois da solução proposta (Figura 1.1).

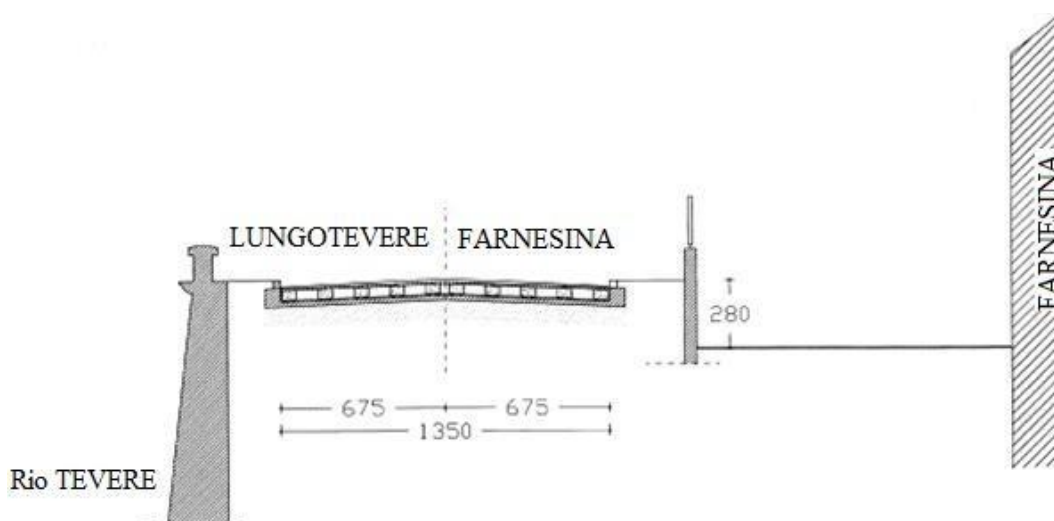


Figura 1.1 - Isolamento proposto por Clemente e Rinaldis (1998)

Tomazevic et al., (2002) desenvolvem na Eslovênia um estudo experimental para analisar a influência da vibração oriunda do tráfego em construções históricas de alvenaria e pedra. Foram ensaiadas diversas paredes, primeiro sujeitando-as a vibrações de tráfego simuladas e, em seguida, a uma carga vertical compressiva ou cíclica. (Figura 1.2) A partir de então, foi observado o surgimento das fissuras em algumas paredes, mas, somente quando expostas a uma carga maior que a carga limite. Não foi observada diferença na capacidade de carga entre as paredes danificadas e não danificadas, que, posteriormente ao ensaio de vibração, foram submetidas a um ensaio de compressão. Entretanto, a degradação como resultado da fissuração das paredes, pode reduzir a capacidade de dissipação de energia dos edifícios de pedra-alvenaria durante subseqüentes terremotos.

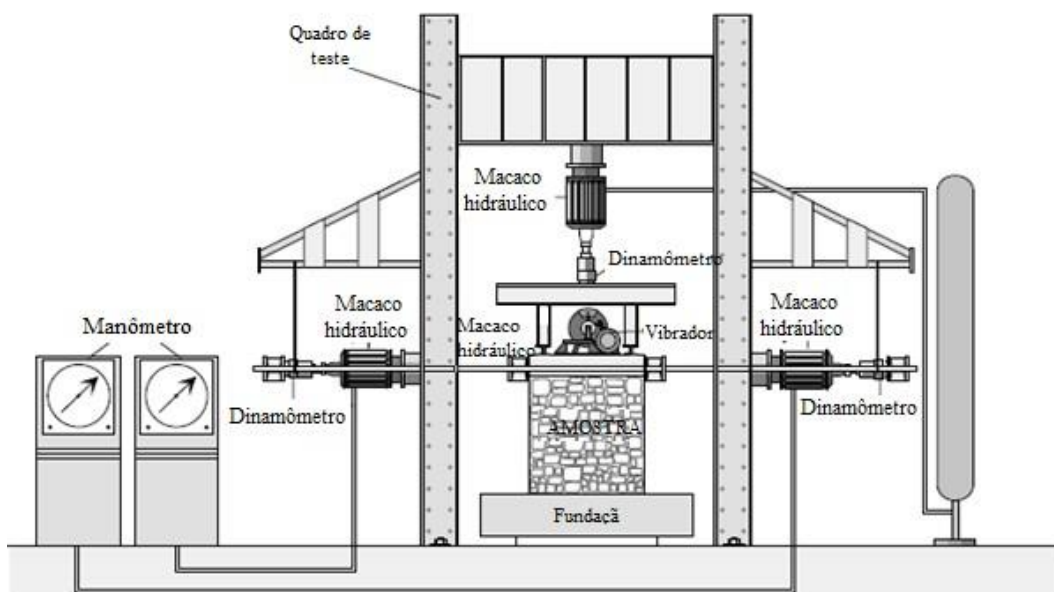


Figura 1.2 - Ensaios de vibração e resistência lateral. (adaptado de Tomazevic et al., 2002)

Lep et al., (2000) destacam o custo de se negligenciar, na construção e/ou ciclo de vida de uma obra de infraestrutura de transporte, a vibração no solo ocasionada pelo seu uso. As principais fontes de indução de vibração são as explosões e perfuração durante a construção de túneis, vibrações causadas por máquinas durante a construção de estradas e manutenção do pavimento e as vibrações causadas pelo tráfego rodoviário pesado. O artigo estudou uma autoestrada do sudeste da Eslovênia, onde todos os efeitos de vibrações foram medidos e analisados. O estudo proporcionou, por meio de seus resultados, a quantificação dos efeitos causados e os incômodos gerados para a população no entorno.

Devido à rápida urbanização, muitas construções de edifícios altos estão sendo realizadas nas margens de rodovias movimentadas e diversos relatos demonstram um desconforto advindo das vibrações causadas pelo tráfego. Hao et al. (2001) estudam as respostas de cinco estruturas hipotéticas de concreto armado submetidas a movimentos do solo causados por condições normais de trânsito. Os resultados são comparados com várias especificações para níveis de vibração permitidos. São discutidos os efeitos de movimentos do solo induzidos pelo tráfego na segurança de estruturas adjacentes a estradas movimentadas, em humanos e no funcionamento normal de equipamentos sensíveis alojados nesses prédios.

Crispino e D'Apuzzo (2001) apresentam as medições das vibrações induzidas pelo tráfego rodoviário em um edifício histórico em Nápoles e comparam os valores com os obtidos através de um modelo que considera o parâmetro de rugosidade da estrada caracterizado pelo valor do RMS dos comprimentos de onda da superfície que excitam as frequências naturais de veículos pesados. A análise dos resultados mostrou que o limiar de percepção para a velocidade máxima proposta na ISO 2631 (1989) de 0.14 mm/s foi excedido em todos os casos e, em alguns casos, o nível de vibração excedeu o limite de 1 mm/s. Em alguns casos, o limiar de 1-5 mm/s para edifícios particularmente sensíveis proposto na SN 640 312a (1992) também foi excedido.

Kirzhner et al. (2005) desenvolvem um estudo sobre a substituição do solo a fim de reduzir e/ou acabar com os ruídos causados por trens subterrâneos. A utilização deste transporte tornou-se preponderante devido à necessidade de uma melhoria dos sistemas de transportes urbanos, considerando o grande fluxo na superfície. Porém, o transporte de trens subterrâneos irradia ruídos e vibrações que são transmitidas pelo solo, chegando até às construções através das fundações da estrutura. Exemplos ilustrativos mostram, através da análise espectral, o papel da substituição do solo no controle de vibrações e evidencia que uma camada de 0,5 m de espessura pode ser suficiente para a maioria dos propósitos práticos.

Kliukas et al. (2008) estudam as vibrações induzidas pelo tráfego na torre da catedral de Vilnius, considerando duas fontes de excitação: a primeira fonte é oriunda de um trânsito derivado do movimento cotidiano de veículos e a outra fonte advém do movimento de um caminhão carregado. A instrumentação foi realizada utilizando acelerômetros posicionados na estrutura analisada.

Francois et al. (2009) analisam os efeitos de vibração de curto e longo prazo em edifícios decorrentes do tráfego, de atividades industriais e de construção através de modelos numéricos em elementos finitos considerando a interação solo-estrutura. O estudo concluiu que a estrutura é pouco suscetível a vibrações de grande amplitude. As vibrações de baixa amplitude, como as vibrações advindas do tráfego, causam apenas incômodo em curto prazo, mas podem, a longo prazo, causar recalque da fundação, caso a mesma seja de solo arenoso.

Ma et al. (2011) estudam as vibrações induzidas por trens do metrô em monumentos históricos de Chengdu, China. Primeiro, a velocidade média quadrática na base do monumento é obtida, em seguida um modelo acoplado 3D de

elementos finitos, para prever a resposta dinâmica da estrutura, é descrito. Os resultados mostram que, para uma velocidade de 72 km/h, todas as vibrações excedem o limite inferior das normas e que as vibrações caem dramaticamente com a velocidade do trem de 65 a 58 km/h. Quando a velocidade do comboio é inferior a 58 km/h, as vibrações são inferiores ao valor permitido, mesmo que seja considerada a contribuição do tráfego rodoviário.

Lak et al. (2011) estudam a relação entre as irregularidades da estrada, a resposta dinâmica do veículo e as vibrações do solo. As medidas in situ das irregularidades dos pavimentos e a resposta dinâmica do veículo, para seis estradas com diferentes tipos de pavimento, são complementadas por previsões numéricas das vibrações do solo. O efeito do tipo de pavimento (contínuo, articulado ou composto de elementos individuais) nas funções de transferência estrada-solo é investigado.

Morbria (2013) estuda o impacto da vibração do tráfego sobre a Raipur Gate e Deli Darwaja, estruturas históricas em Ahmedabad, Índia. Os resultados obtidos nos ensaios experimentais foram comparados aos valores seguros de pico de velocidade existentes na literatura.

Um tópico importante no monitoramento de saúde estrutural (*structural health monitoring* em inglês) é o monitoramento de vibrações em ambientes urbanos que podem afetar a integridade e a conservação do patrimônio arquitetônico. Del Grosso e Basso (2014) discutem o problema de medir e interpretar as vibrações nos edifícios. O uso de modelos numéricos também é discutido e um estudo de um caso prático é finalmente apresentado. Eles também destacam alguns aspectos de monitoramento que podem afetar os dados da instrumentação.

Toplak et al. (2014) apresentam um estudo sobre a medição, previsão e modelagem do impacto de vibrações em construções históricas com a finalidade de definir sistemas de proteção para monumentos históricos. O estudo apresenta a possibilidade de utilizar a lógica *fuzzy* para prever a intensidade das vibrações resultantes do uso de maquinários de construção e tráfego pesado.

Pancholi et al. (2014) discutem os efeitos do tráfego de veículos pesados em locais históricos, como o portão de Astodiya e o portão de Raipur analisam em Ahmedabad, Índia. O artigo é baseado em uma medição experimental destes

monumentos. Também na Índia, Basekar et al. (2015) estudam experimentalmente o impacto da vibração oriunda do tráfego nas estruturas de patrimônio histórico.

Kaláb e Hrubešová (2015) desenvolvem uma análise experimental sobre a geração de vibrações, a propagação de suas ondas através do solo, sua influência nas vibrações da estrutura e sua redução utilizando barreiras de ondas. A faixa de frequência analisada está entre 2 e 200 Hz. A análise dos dados é realizada no domínio tempo-frequência. Relações entre distância e amplitude máxima da velocidade de vibração foram compiladas. Entretanto, as relações são relativamente complicadas, especialmente a uma distância de mais de 7 a 10 m.

O monitoramento da saúde estrutural está emergindo como uma ferramenta fundamental para assegurar um suporte à tomada de decisão para manutenção e preservação do patrimônio arquitetônico em todo o mundo, alcançando o equilíbrio necessário entre as necessidades de segurança estrutural e o respeito pelo seu valor histórico e cultural. Buffarini et al. (2016) apresentam um estudo detalhado das experiências mais significativas realizadas recentemente na Itália. Destacando-se aspectos da análise dinâmica experimental de construções históricas e a modelagem numérica em elementos finitos.

Johnson e Hannen (2015) apresentam informações gerais sobre vibrações em edifícios, incluindo a percepção humana e danos; sintetizam as informações publicadas sobre limites de vibração para edifícios históricos e fornecem uma metodologia para desenvolver limites de vibração adequados para edifícios; e fornecem orientação para a proteção de obras de arte e outros conteúdos frágeis das construções.

Pau et al. (2016) apresentam os principais resultados de uma campanha experimental envolvendo três monumentos importantes de Roma, o Coliseu, a Coluna Trajana e as Muralhas Aurelianas. A resposta dinâmica estrutural devido à excitação ambiente e aos testes de força de impacto foi investigada. O risco de danos devido às vibrações induzidas pelo tráfego rodoviário e ferroviário foi avaliado de acordo com os padrões internacionais. As frequências naturais e as formas modais foram determinadas e comparadas com as numéricas, que foram obtidas por um modelo de elementos finitos. Medir a evolução dessas quantidades, que são representativas das condições estruturais, permite o monitoramento da saúde dos monumentos.



As cargas dinâmicas induzidas por tráfego dependem primordialmente dos impactos induzidos por irregularidades do pavimento e suas descontinuidades. O aumento do volume do tráfego rodoviário, a maior velocidade do veículo e as crescentes cargas por eixo são geralmente referidos como a causa dos danos crescentes devidos às vibrações induzidas pelo tráfego rodoviário. A vibração do tráfego deve-se principalmente aos caminhões pesados que passam a uma velocidade relativamente alta em uma estrada com perfil de superfície irregular. A irregularidade do pavimento é em geral descrita por uma função determinista que representa o desvio da superfície percorrida a partir de uma superfície ideal plana. A irregularidade global da estrada também pode ser descrita de forma estocástica por uma Densidade Espectral de Potência (DEP). A norma ISO 8608 (1995), que trata da classificação dos perfis da superfície rodoviária, baseia-se numa comparação da DEP medida e oito categorias identificadas de A a H, definidas por uma gama de DEP artificiais. Agostinacchio et al. (2014) apresentam uma avaliação da carga dinâmica que o veículo transfere para o pavimento rodoviário, devido à geração de vibrações produzidas por irregularidades na superfície, enquanto Barella (2008) apresenta um processo para a avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos usando perfilômetros inerciais. As irregularidades são usualmente quantificadas usando-se o índice internacional de rugosidade longitudinal (IRI) que é um índice estatístico, que fornece a inclinação média retificada ou a soma absoluta do deslocamento vertical relativo, conhecido pelo usuário ao dirigir um veículo com parâmetros conhecidos (Sayers, 1995).

O efeito das irregularidades é também um tópico importante no cálculo de pontes e obras de arte em rodovias. É comum se observar deterioração dos pavimentos na vizinhança das juntas de dilatação e entrada das pontes em virtude da irregularidade localizada. Deng et al. (2014) apresentam uma detalhada revisão bibliográfica deste tema com ênfase na determinação do fator de impacto dinâmico a ser usado em projeto. Deng e Phares (2016) também conduziram um estudo detalhado do efeito da velocidade no fator de impacto dinâmico para pontes com diferentes condições de entrada, considerando diferentes tipos de veículo, chegando sob certas condições a obter cargas dinâmicas três vezes superiores ao carregamento estático ( $F_{dim}=3F_{est}$ ). Da Silva (1996), em sua tese de doutorado na PUC-Rio, apresenta a análise dinâmica não-determinística de tabuleiros rodoviários com irregularidades superficiais. No PGECIV da Universidade do Estado do Rio de

Janeiro foram desenvolvidos, com base neste trabalho, diversos estudos sobre avaliação da resposta dinâmica de pontes rodoviárias com pavimentos irregulares e comparação com a metodologia de projeto, como a proposta pela NBR 7187, chegando a fatores de impacto da mesma ordem de grandeza (De Amorim, 2007).

O grupo HMS (Estruturas Históricas e de Alvenaria) foi criado em 1996 na Universidade do Minho e os seus principais interesses de investigação estão relacionados com inspeção, monitorização, avaliação, reparação e reforço de estruturas históricas, incluindo ensaios não destrutivos, caracterização experimental de leis constitutivas, desenvolvimento e implementação de leis constitutivas, comportamento a longo prazo e análise numérica (Lourenço, 1998; Lourenço, 2002; Ramos et al.; 2010; <http://www.hms.civil.uminho.pt/>).

## 1.2 Importância do Tema

Ao longo da história da civilização diferentes tipos de materiais foram usados nas construções, dentre eles, podemos destacar por sua importância histórica o adobe, a taipa de pilão, a pedra bruta e lavrada, a alvenaria de tijolos cerâmicos, o pau-a-pique e enxaimel, a madeira e outros produtos vegetais como o bambu e a palha, o concreto pozolânico dos romanos e, mais recentemente, o concreto armado e o aço. A escolha do material é determinada pelo tipo de construção, pela renda (pobre ou rico), pela importância da estrutura (templo, palácio, forte, residência, etc) e pelo tipo de matéria prima predominante na região de construção.

No Brasil, os materiais utilizados nas primeiras construções são descritos no livro de Sylvio de Vasconcelos, “Arquitetura no Brasil: Sistemas Construtivos” (Vasconcellos, 1979). Atualmente algumas destas construções ainda são preservadas e consideradas como patrimônio histórico, sendo assim necessária sua preservação. Vale salientar que estas estruturas são importantes, não só pelo valor histórico, mas também para preservação das técnicas construtivas e arquitetônicas. Tais construções são na sua maioria de uma época onde não existia um fluxo intenso de tráfego e os veículos não eram pesados nem tinham capacidade de atingir altas velocidades, não induzindo danos às mesmas. Após a revolução industrial, com o surgimento do transporte ferroviário e rodoviário e o crescente peso e velocidade dos veículos, as vibrações causadas por tráfego passaram a ser uma preocupação

em várias áreas. O contato entre roda do veículo e superfície do pavimento ou trilho provoca uma propagação de ondas que caminha da fonte indutora através do terreno, podendo chegar até as fundações de construções existentes nos arredores. Chegando às fundações, as vibrações distribuem-se por toda a construção, causando assim perturbações pelo movimento forçado das fundações.

Quando se trata de construções do patrimônio histórico, geralmente de materiais frágeis, os efeitos destas vibrações se agravam. Assim sendo, os danos oriundos da vibração causada pelo tráfego em rodovias próximas a edifícios históricos tem sido tema de vários estudos. O tema é consideravelmente complexo, pois engloba várias disciplinas, tais como arquitetura, engenharia de tráfego, estradas, cálculo estrutural, estática e dinâmica de edifícios, propriedades dinâmicas de veículos, tecnologia de materiais de construção, fadiga e sismologia, dentre outras.

No Brasil, há inúmeras cidades históricas que demonstram algumas dificuldades em conviver com a preservação do patrimônio e a necessidade de seu desenvolvimento. Em muitas destas cidades, o tráfego nas vias urbanas, geralmente bastante irregulares, geram danos às estruturas, que são muitas vezes bastante frágeis, além de gerarem ruídos e vibrações que afetam os habitantes destas localidades. Entretanto, no Brasil, pouco tem sido investigado sobre o efeito do tráfego em suas construções históricas, o que justifica o desenvolvimento de pesquisas sobre o assunto. Este estudo visa enfatizar um problema que vem sendo debatido em diversos países ao longo de anos e totalmente ignorado dentro do cenário nacional, isto é, as vibrações nas construções históricas. Adicionalmente, como mostra este trabalho, os efeitos das vibrações dependem acentuadamente dos materiais usados em determinada localidade, suas técnicas construtivas, as características do solo e do tipo de pavimento, dentre outros aspectos.

Este trabalho faz parte da linha de pesquisa em Instabilidade e Dinâmica das Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio. Esta dissertação se constitui em um estudo inicial sobre o efeito de vibrações causadas por tráfego em construções de alvenaria usuais em várias cidades históricas brasileiras, envolvendo uma revisão bibliográfica, um estudo das normas e critérios de segurança existentes e um estudo experimental sobre propagação de vibrações em paredes de alvenaria.

### 1.3

#### **Descrição dos Capítulos**

Esta dissertação está dividida em seis capítulos, sendo o primeiro esta introdução. No Capítulo 2 são apresentados os materiais de construção mais relevantes que foram utilizados em construções e pavimentos das cidades históricas no Brasil. Em seguida, no Capítulo 3, apresenta-se uma coletânea e análise das normas e critérios de projeto relativas ao efeito das vibrações induzidas por tráfego em construções históricas, citando os estudos mais relevantes acerca do tema. No Capítulo 4 apresentam-se os modelos usados na análise experimental, a metodologia adotada nos ensaios, os equipamentos e instrumentação utilizados nas medições, os carregamentos dinâmicos considerados e as suas validações considerando a proposta temática. No Capítulo 5 são apresentados e analisados os resultados experimentais. O último capítulo, Capítulo 6, apresenta, de forma sucinta, as principais conclusões do trabalho e sugestões para trabalhos futuros. Complementado o trabalho de pesquisa, apresentam-se as referências bibliográficas e um anexo com todos os sinais obtidos durante a análise experimental.

## 2

### **Materiais de Construção das Edificações e Pavimentos Históricos no Brasil**

As primeiras construções realizadas em solo brasileiro foram as ocas dos índios, feitas até hoje de madeira e palha (<http://nbredes.blogspot.com.br/2016/04/moradia-indigena.html>). Após o descobrimento, as primeiras construções podem ser consideradas as moradas criadas pelos colonizadores que aqui chegaram. Essas construções eram normalmente de madeira e palha, similares às ocas dos índios. Esta técnica construtiva era utilizada tanto para moradas como para igrejas, armazéns e outras construções típicas da época. A evolução destas construções foram os muros e fortins construídos como obras de defesas. Essas construções eram feitas de paliçadas de troncos de árvores justapostos, matéria prima essas que era retirada da própria região de construção que as possuía em abundância.

Pode-se dizer que as primeiras construções sólidas feitas no Brasil foram realizadas apenas no começo de 1549, quando foi estabelecido o Governo Geral e fundada a cidade de Salvador. O primeiro governador trouxe ao país grupos de profissionais para construir as primeiras fortalezas de pedra e cal. Um exemplo é o Forte dos Reis Magos em Natal, RN, iniciado em 1598. O termo engenharia começa a aparecer na história quando começa a aparecer a utilização de pedras, madeira e alvenaria de barro em construções.

Fato importante que se destaca na história é que todos os engenheiros vinham de fora, dentre eles os engenheiros portugueses, fato esse que evidencia a qualidade dos projetos desta época. Porém, o desenvolvimento das técnicas construtivas foi lento na era colonial devido a dois fatores: a proibição das indústrias no Brasil e a utilização de mão-de-obra escrava que não tinha estímulo para se aperfeiçoar. A principal atividade que pode ser denominada como atividade de engenharia, foram as construções prediais inspiradas nas construções portuguesas. Essas construções foram adaptadas às características regionais, que variaram conforme a disponibilidade de matéria prima e recursos.

Descrevem-se as construções realizadas na era Brasil-Colônia como sendo: “Para todas as construções, os alicerces são sempre em fundação direta de alvenaria de pedra, em geral rejuntada com barro, ou excepcionalmente de pedra seca ou com argamassa de cal; a espessura tem, em geral, 20 cm a mais do que a parede, e a profundidade cerca de um metro, sendo tanto maior quanto mais antiga (Figura 2.1). Nas cadeias colocavam-se pedras grandes nos alicerces para dificultar as fugas. Para o arcabouço das edificações, vários sistemas de construções foram empregados, dependendo principalmente da disponibilidade de materiais e de recursos, e do tamanho e importância da obra.” (Telles 1994, p.31).



Figura 2.1 Fundação em pedra na Casa do Barão do Amparo e piso em madeira – Vassouras – (fonte: Autor)

As construções da era colonial não apresentam um sistema construtivo único, esta época é marcada por uma mistura de técnicas construtivas. Dentre as técnicas construtivas utilizadas, pode-se destacar as paredes de taipa de pilão e as construções de adobes (tijolo de barro), assentadas em alvenaria de pedra. Além destas configurações, evidencia-se outra marca desta época que são as construções de alvenaria de pedra até o primeiro pavimento e de taipa no segundo. Em todos estes tipos de construções as paredes internas não são estruturais e sempre são construídas com materiais leves servindo apenas de divisórias, e apoiam-se no assoalho. As paredes em qualquer destas das construções supracitadas eram realizadas com emboço de barro e reboco de cal e areia. Já os pisos eram realizados

usualmente em tábuas de madeiras pregadas em barrotes robustos com um espaçamento variando entre 30 a 50 cm. Devido à fragilidade da madeira, quando se encontravam em uma região com variação de umidade, os pisos eram normalmente elevados criando-se assim os porões. As coberturas normalmente apresentam geometrias simples com duas ou quatro águas, sendo realizadas com peças de madeiras robustas e pouco trabalhadas, cobertas com telhas tipo canal.

As técnicas construtivas típicas das regiões marítimas eram a alvenaria de pedra nos componentes de sustentação como pilares e paredes. A estrutura era composta por pedras que tinham seus tamanhos variados, onde as pedras pequenas e as lascas eram introduzidas nas aberturas existentes entre as pedras maiores. O rejunte utilizado neste tipo de construção era normalmente de barro, porém em construções de melhor qualidade utilizava-se argamassa de cal e areia. As espessuras destas construções normalmente eram sempre superiores a 50 cm. A utilização de azeite de baleia nas argamassas representou ganho significativo em dureza e foi bastante aplicada na construção de fortes e muralhas.

Nas regiões do interior do país existia uma escassez de pedra e, principalmente, de mão de obra especializada; portanto as construções tiveram que ser adaptadas à matéria prima existente. Saindo das capitais as construções eram realizadas com taipa ou alvenaria de tijolo cru (adobe), com características menos resistente e, conseqüentemente, com uma vida útil menor. Os adobes eram produzidos com uma argamassa de barro ou de cal misturado com fibras vegetais, geralmente com dimensões de 20x20x40 cm.

A construção em tijolo cerâmico foi introduzida pelos portugueses na construção de casas, grandes igrejas, torres e fortificações. Esta técnica originou-se das antigas civilizações mouras e romanas. Porém a sua utilização foi rara durante o tempo colonial, em virtude do pequeno número de olarias, que se dedicavam principalmente à produção de telhas tipo canal, tornando-se mais disseminada apenas por volta de 1850. Encontra-se como uma das principais utilizações dos tijolos de barro os arcos de descargas sobre as portas e janelas, ou em arcadas e abóbadas, conforme observado em diversas igrejas.

A técnica de construção mais comum no Brasil colonial foi a taipa, que é uma técnica construtiva utilizada na construção de paredes portantes externas. Elas são feitas de barro, que é fortemente socado entre formas de madeira até torna-se uma estrutura monolítica após a secagem. Já para as paredes de vedação internas,

adotava-se uma técnica similar denominada taipa de mão, onde o barro é lançado a mão em uma estrutura amarrada de madeira com varas verticais e horizontais. Como comenta Telles (1994, p. 35): “As construções de taipa tinham em geral uma armação externa de madeira, composta de esteios verticais nos ângulos, baldrames, frechais e peças em diagonal (aspas francesas), ou, às vezes, cunhais e cornijas de cantaria; esses elementos ficavam em geral aparentes, dividindo as fachadas. A espessura das paredes regulava entre 40 e 80 cm, para taipa de pilão (às vezes mais), e em 15 a 20 cm, para taipa de mão. Para os esteios e baldrames, escolhiam-se em geral peças de primeira qualidade de madeira duras – aroeira, braúna, etc. – que conseguem desafiar os séculos sem apodrecer; são essas peças que garantem até hoje a estabilidade de muitas construções coloniais de grande porte.”

## 2.1 Pedra

As construções em pedra acompanham a evolução do homem desde os tempos mais remotos. Este material pode ser encontrado nas mais antigas construções conhecidas. Posteriormente às construções primitivas que utilizavam as pedras de uma forma bruta, veio o emprego deste material lavrado em alvenaria, cantaria, revestimentos e calçamento.

Inicialmente devido à dificuldade de suportar a carga devido ao peso próprio, as construções apresentavam pedras com dimensões reduzidas, até que no Egito aparecem pedras de grandes dimensões chegando até 4410 kN, sendo erguidas utilizando mecanismos como alavancas e rampas. Portanto, para utilização da pedra, foi necessário um conhecimento de dimensões possíveis para viabilizar a utilização deste material. Uma construção que demonstra os grandes avanços técnicos desta época é o templo de Amon em Karnak, em pedra lavrada, que tem dimensões totais de 100 m x 50 m, sendo o telhado construído utilizando blocos de pedras que se apoiam em vigas de pedras, que por sua vez se apoiam em pilares de mesmo material. Os pilares são circulares, alguns com 22 m de altura e diâmetro de 3,5 metros e outros de 13 metros de altura com 3 metros de diâmetro.

Uma técnica utilizada na construção de uma coluna de pedra era utilizar pedras em pequenas dimensões em forma circunferencial uma sobreposta a outra e ligadas por uma cavilha de madeira maciça. Esta técnica era mais prática e



econômica, porém exigia muitas horas de trabalho. Os pilares eram ligados através de uma arquitrave no nível do topo. As arquitraves eram construídas de pedra e ligadas com grampos de ferros. As vigas de pedra que compunham a arquitrave chegaram a vencer vãos de até 8 m, pesando cerca de 196 kN, havendo, portanto, a necessidade de um içamento usando rampas de terra. As vigas de pedra eram fontes de grandes problemas em virtude da limitação de vão pela baixa resistência da pedra a tração. A resistência à tração da pedra é baixa comparada com a compressão, a tração chega a 5% do valor da compressão, o que acaba por restringir a utilização do material em peças submetidas a flexão. Normalmente as peças eram construídas através de seções retiradas da natureza, que se apresentam em grande diversidade.

A pedra é um material que confere maior resistência aos muros, razão porque no Brasil a utilização da pedra durante a era colonial foi prioritariamente nas fortificações, igrejas monumentais e nas construções oficiais. No início da colonização, ainda no século XVI, já encontramos construções assim realizadas. É o caso da torre que Duarte Coelho ergueu em Olinda em 1535 e da Casa da Torre de Garcia d'Ávila construída na Bahia em 1551.

No Rio de Janeiro, pode-se destacar o Aqueduto de Santa Teresa (Arcos da Lapa), inaugurado em 1750. A estrutura, em pedra argamassada, apresentava originalmente 270 metros de comprimento por 17,6 metros de altura. A concepção estrutural é em alvenaria de pedra, em que a sua ligação é realizada por argamassa de óleo de baleia, sendo uma das mais famosas construções de pedra existente até os dias atuais.

As pedras utilizadas eram calcários, arenitos ou pedra de rio e granitos, no caso do Rio de Janeiro, e mesmo a pedra-sabão e a canga, em Minas. As argamassas eram cal e areia, mais resistente, ou o barro, onde não existia a disponibilidade de cal. As pedras eram de tamanho variável, até 40 cm na maior dimensão ou mais, e acabamento irregular, sem qualquer trabalho de aparelhagem. Pedras menores eram colocadas para calçar as maiores (Figura 2.2). Na alvenaria de pedra seca, é dispensada a argamassa. As paredes têm grande espessura (0,60 a 1,00 m) e são assentadas com a ajuda de formas de madeira. Esta técnica é mais utilizada para muros exteriores. As pedras de mão, maiores, contornadas por pedras menores recebe o nome de cangicado (Santos, 1951; Vasconcellos, 1979;

<http://coisasdaarquitectura.wordpress.com/2010/09/06/tecnicas-construtivas-do-periodo-colonial-ii/>).



Figura 2.2 Parede de Pedra – Paço Imperial – (fonte: Autor)

Cantaria é o tipo de construção utilizando a pedra lavrada de maneira precisa, de modo que as peças se ajustam perfeitamente umas sobre as outras sem o auxílio de argamassa aglutinante. Para o assentamento rigoroso utilizam-se grampos metálicos e, às vezes, óleo de baleia como adesivo, para auxiliar na vedação. É um serviço sofisticado, que exige profissional bastante habilitado – o canteiro. Em virtude da falta de mão de obra especializada e também devido ao custo, poucas são as construções em cantaria no período colonial, sendo várias das obras existentes confeccionadas na Europa. Assim, a cantaria não era utilizada na totalidade do edifício, mas apenas em suas partes mais importantes: nos frontispícios, nas soleiras, nas pilastras, nas cornijas, nos portais, nas janelas e nos cunhais. O aparelho das pedras não era muito elaborado, exceto no Rio de Janeiro, a partir da segunda metade do século XVIII (<http://coisasdaarquitectura.wordpress.com/2010/09/06/tecnicas-construtivas-do-periodo-colonial-ii/>). A Igreja de Nossa Senhora da Conceição da Praia, iniciada em 1739 e inaugurada em 1765, é um exemplo. Trata-se de uma igreja pré-fabricada em Portugal, em pedra de Lioz, que chegou ao Brasil em blocos separados e numerados. O procedimento de preparar as peças construtivas em Portugal não se limitou aos elementos que requeriam a intervenção de artesãos especializados, mas

também incluiu as fundações que sustentam as paredes. A parte restante é de pedra e cal irregularmente composto e pintado de branco.

A fachada da Igreja da Ordem Terceira do Carmo, no Rio de Janeiro, é outra obra rara em cantaria entre as igrejas coloniais por ser totalmente revestida com pedra, sem o contraste entre a cantaria e o reboco branco, característica da maioria das igrejas coloniais brasileiras. As obras se estenderam de 1755 a 1770. O uso das fachadas totalmente em pedra não se firmou no Rio, possivelmente pelo fato da pedra carioca ser demasiadamente escura. Os portais principal e lateral da igreja, em pedra de Lioz portuguesa, foram executados por escultores lisboetas e instalados em 1761.

O Rio de Janeiro apresenta um tipo de pedra típica da região que é o gnaiss porfiróide. Essas pedras são cinzentas e sua trabalhabilidade para talhar e lavrar é difícil, no entanto sua utilização foi intensa até o início do século XX, devido a sua abundância e facilidade de extração.

A resistência à compressão é a característica determinante da pedra, além de ser o principal fundamento para sua utilização. A resistência varia de acordo com os elementos mineralógicos constituintes da pedra, juntamente com o seu estado de alteração e da sua homogeneidade, dentre outras características. A condição de alteração da pedra está relativamente ligada com a sua resistência, e sua má condição interfere na sua inutilização, tornando o elemento impróprio para uso. A resistência da pedra também está diretamente ligada à região de extração, devido às variantes anteriormente citadas, como ilustra a Tabela 2.1. Abaixo, na Tabela 2.2, mostra a sua classificação segundo sua resistência à compressão.

Tabela 2.1 - Resistência à compressão (MPa) de Gnaisses do Rio de Janeiro - Cavalcanti (1951)

Dimensões corpo de prova (cm)	Petrográfico	Pedreira	Estratificação	
			Horizontal	Vertical
5x5x5	Leucocrático	Assunção	115,72	107,09
7x7x7		Candelária	96,46	96,11
5x5x5	Melanocrático	Ipanema	201,23	187,01
7x7x7		Sumaré	72,57	70,02
7x7x7	Porfiróide	Engenho Novo	73,75	60,41
7x7x7		S. Diogo	69,04	49,43
7x7x7		Urca	76,20	62,47

Tabela 2.2 Variação da resistência à compressão (MPa) - Cavalcanti (1951)

Resistência	Classificação
> 274,59 MPa	Muito alta
176,52 a 274,59 MPa	Alta
76,45 a 176,52 MPa	Mediana
39,23 a 76,45 MPa	Baixa
< 39,23 MPa	Muito baixa

## 2.2 Alvenaria de Tijolo Cerâmico

A utilização de tijolos secos é descrita desde os tempos dos faraós no Egito, onde eles descrevem a utilização de *“paralelepípedos secos ao sol”*. No entanto, sua utilização foi prejudicada em algumas regiões devido ao excesso de umidade local. No Brasil, sua utilização é encontrada desde o século XVI, sendo citada nas construções dos pilares do Colégio de Olinda (Cardim, 1847, p. 65). Porém a disseminação da técnica veio a acontecer apenas no início do período republicano. No que tange à cidade do Rio de Janeiro, é válido apontar diversas construções, ainda remanescentes, construídas com tijolos cerâmicos, como o Theatro Municipal, o Museu de Belas Artes e a Biblioteca do Iphan, dentre outras.

O tijolo pode ser descrito como uma peça na forma de paralelepípedo composta por cerâmica de cor avermelhada, destinada à construção. Portanto pode-se fazer uma analogia do tijolo com uma pedra artificial. Esse tipo de material era classificado conforme a sua geometria (comprimento, largura e altura). Rocha (2012) descreve os termos técnicos definidos pelos franceses, sendo esses apresentados Figura 2.3.

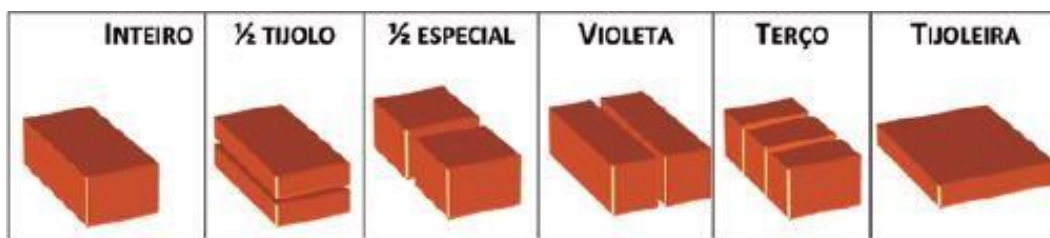


Figura 2.3 Tipos de tijolos – (fonte: Rocha,2012)

As dimensões do tijolo são relevantes por não poderem ter medidas avantajadas, tendo em vista que isto prejudicaria o seu cozimento interno. Essa é a vantagem do adobe em relação à cerâmica, pois o adobe pode chegar a dimensões maiores, como será analisado posteriormente.

No século XVII o tijolo começou a ter uma maior utilização dentre os componentes estruturais, ultrapassando até mesmo a madeira, que nesta época passou a ser cara e escassa. A sua larga utilização também se dá pelo fato do material apresentar qualidades desejadas para as construções, como durabilidade, peso próprio reduzido, não ser inflamável e ter dimensões regulares que facilita o seu aproveitamento.

Os tijolos cerâmicos eram classificados somente após o seu cozimento, pois nessa fase era possível determinar a qualidade alcançada. Os tijolos eram separados em grupos que apresentavam características similares e aqueles que não apresentavam as condições mínimas para sua utilização eram descartados. As características esperadas em um tijolo era homogeneidade, dureza e resistência. Essas características eram verificadas por meio da ausência de fissuras, por meio de sua cor e sua regularidade. O tijolo é uma mistura de barro, composta de alumina e sílica, com carbonato de cal, óxido de ferro e um pouco de magnésio. Suas proporções quantitativas variam, em função do tipo de argilas.

Na Universidade do Minho (<http://www.hms.civil.uminho.pt/>), em Portugal, têm sido desenvolvidas diversas pesquisas sobre estruturas de alvenaria incluindo soluções construtivas, caracterização de argamassas, modelagem computacional, comportamento sob cargas cíclicas e aspectos históricos, dentre outros (Lourenço, 1998; Lourenço, 2002; Ramos et al.; 2010).

## 2.3

### Adobe

Blocos de barro produzidos manualmente em moldes e secado ao ar livre são ser denominados adobes. Alguns países possuem padronizações dos tamanhos dos blocos e isso varia conforme sua utilização em paredes, abóbodas e cúpulas, dentre outras. A técnica construtiva do adobe é considerada anterior ao tijolo cerâmico. Seu processo construtivo pode ser igualado ao de tijolos convencionais, porém com técnicas rudimentares. Sua matéria prima é basicamente terra, água e, em alguns casos, fibras naturais.

A preparação do barro é simples. A simplicidade se encontra no fato de separar, na região da construção, um local onde apresenta um solo de boa qualidade argilosa, onde será feito um buraco. Dentro deste buraco será colocada água e algumas fibras. Com essa mistura realizada, a mesma será amassada com os pés até obter uma boa consistência. Obtendo a mistura, essa será colocada em formas de madeira previamente molhadas. A modelagem também pode ser realizada manualmente. O desenforme deve ser realizado quando a mistura se encontrar em estado fresco. Ao se findar todo o processo de fabricação, o tijolo é colocado para secar ao sol.

Após a finalização do processo de secagem é realizada uma prova de qualidade do bloco. Tradicionalmente, o bloco é submetido à carga de um homem; se o tijolo não trincar o mesmo se encontra pronto para o uso. (Figura 2.4)

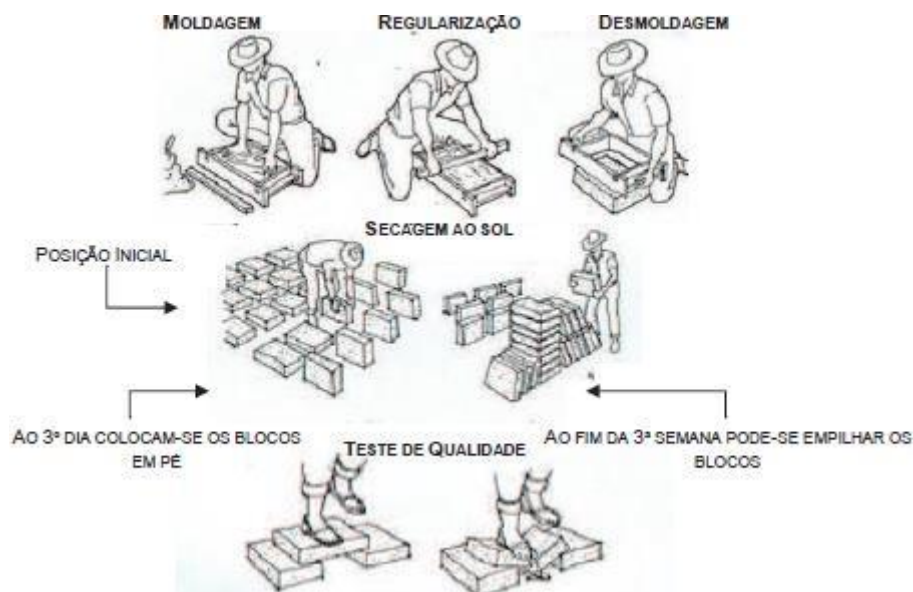


Figura 2.4 Processo de fabricação do adobe – (fonte: adaptado de Fernandes, 2007)

O adobe era uma técnica normalmente utilizada para divisórias de interiores. Porém é possível encontrar construções edificadas totalmente com esta técnica, como a matriz de Nossa Senhora de Nazaré, situada em Santa Rita Durão, MG.

## 2.4 Taipa

Construções utilizando terra para a edificação de casas, podem ser observadas desde 5000 A.C. A técnica de construções de parede de taipa pode ser considerada umas das técnicas mais antigas. O tipo de barro utilizado deve ser uma mistura de argila e areia, podendo ter um acréscimo de estrume de curral, fibras vegetais ou até crina de animal para evitar problemas como desintegração. Existe também uma tradição de adicionar sangue de boi para gerar melhor ligação dos materiais.

A técnica consiste em uma construção de barro com auxílio de madeira. Assim, há duas variantes para esta técnica, a taipa de mão e a taipa de pilão.

A taipa de pilão foi o material mais empregado nas construções coloniais no Brasil, devido, sobretudo, à abundância de matéria prima – o barro vermelho, à relativa facilidade de execução, à satisfatória durabilidade e às excelentes condições de proteção que oferece quando recebem manutenção adequada. É uma técnica de origem mourisca praticada pelos portugueses e espanhóis desde tempos imemoriais, conhecida também pelos africanos. Era de uso comum na Europa, até meados do século XIX. Na França recebia o nome de pisé. Nas últimas décadas voltou a ser usada em virtude de suas características ecológicas.

A taipa de pilão é um sistema construtivo composto apenas de barro socado. A estrutura é realizada em camadas de barro, de 10 a 15 cm, contida entre tábuas de madeira, os taipais, semelhantes às formas de concreto utilizadas hoje em dia. Toda a terra é socada, de forma a obter um material consistente e monolítico, proporcionando uma maior durabilidade. Os taipais têm somente os elementos laterais, e são estruturados por tábuas e montantes de madeira, fixados por meio de cunhas, em baixo, e um torniquete em cima. Sua concepção estrutural, na maioria das vezes, recebe um reforço na espessura com madeiras no sentido longitudinal, espaçadas a cada 0,60m a 1,00m, garantindo uma melhor estabilidade. Além das peças principais de madeira, anteriormente descritas, também são introduzidas peças de madeira transversal, sem nenhuma função estrutural, apenas com

finalidade de travamento. Sua execução é bastante simples, pois com a forma montada o barro é lançado em camadas de aproximadamente 20 cm que são amassadas por pilões, a fim de obter uma melhor compactação, passando a ter uma espessura de 10 a 15 cm. A espessura final da parede varia entre 0,40 a 0,80 m, dependendo de sua função estrutural e tipos de carga que suporta. Após a secagem, o taipal é desmontado e deslocado para a posição vizinha. E assim sucessivamente. A secagem durava de 4 a 6 meses, findos os quais as paredes poderiam receber revestimento, geralmente argamassa de cal e areia, que lhe aumentava a resistência. A esta argamassa era, às vezes acrescentado “esterco de vaca”, resultando em uma argamassa capaz de resistir às intempéries. A taipa de pilão foi bastante utilizada nas regiões de São Paulo e Goiás. Em Minas, a encontramos em igrejas mais antigas e em residências. Os critérios de escolha do barro não se conservaram plenamente, de vez que dependia de tradição oral e ficou perdida no tempo.

Um conjunto típico das casas bandeiristas, destacando-se dos demais pelo equilíbrio de suas proporções, é o a sede do Sítio de Santo Antônio, São Roque, SP, construída por volta de 1640 em taipa de pilão, sobre embasamento de pedra. Mário de Andrade, escritor e poeta, tornou-se seu proprietário em 1944 e, após a sua morte, a propriedade passou a pertencer ao Iphan (<http://www.infopatrimonio.org/?p=525#!/map=38329&loc=-23.501237770000007,-47.08899469,17>). Outro exemplo importante é a Casa do Padre Inácio, construída na segunda metade do Século XVII, em Cotia, São Paulo. Entre todas as casas ditas bandeiristas, esta é a que, volumetricamente, apresenta proporções mais equilibradas, resultando em rara beleza. Graças ao extraordinário esmero de construção e aos cuidados com a técnica de execução, subsistiu até hoje, sendo classificada pelo IPHAN em 8 de outubro de 1951.

A taipa de mão também é conhecida por vários outros nomes como taipa de sebe, taipa de sopapo, pau-a-pique e barro amarrado. Nessa técnica, no interior da parede há uma trama de madeira entrelaçada no sentido vertical e horizontal, estruturando a parede, e o barro reforçado com fibra é usado para preencher os espaços. Normalmente as tramas são fixadas na estrutura da fundação. Tal técnica é um tipo de vedação composta por madeira normalmente com o formato roliço com diâmetro de 0,10 a 0,15 m, que são montadas perpendicularmente entre os baldrames e os frechais, fixado através de furos ou pregos. O espaçamento entre os roliços varia conforme um palmo. Peças adicionais são incluídas como ripas e varas



dos dois lados da construção no sentido perpendicular. Com a trama pronta, a parede é preenchida com lançamento de barro entre as madeiras. Esse lançamento é feito com a mão, o que difere essa técnica da anterior, em que o barro era compactado com o auxílio de ferramentas rudimentares. A espessura final da parede varia entre 0,15 a 0,20m. Sua utilização principal é de vedação no interior das construções, devido à sua pouca espessura e leveza.

Existem diversos relatos sobre diferentes construções de igrejas em Minas Gerais, que apresentam a técnica construtiva de pau a pique, como a Igreja Santa Rita e a Igreja Nossa Senhora do Ó, em Sabará, a Matriz de Nossa Senhora da Conceição, em Catas Altas, Nossa Senhora das Mercês, em Mariana e Nossa Senhora das Mercês e Perdões em Ouro Preto (Santos, 1951). A Figura 2.5, mostra a estrutura da parede interna da casa do Barão do Amparo em Vassouras, após acidente.



Figura 2.5 Parede interna da Casa do Barão do Amparo em Vassouras, após o acidente.  
(fonte: Autor)

O enxaimel, em tudo semelhante ao sistema anterior no que se refere à estrutura principal, dele difere quanto à vedação. Neste caso o vão entre os esteios, estes também denominados enxaiméis, e as madres, baldrames e frechais, é reforçado com peças inclinadas nos cantos ou na diagonal dos quadros. Estas peças têm o nome de cruz de Santo André ou aspas francesas. O vão é preenchido com adobe ou mesmo tijolos. Esta técnica é também milenar, utilizada na Europa medieval, e muito popular no sul do país.

A seguir, na Tabela 2.3, é apresentada uma comparação das propriedades mecânicas do adobe e da taipa.

Tabela 2.3 Propriedades mecânicas do Adobe e da Taipa. Fonte: adaptado de Houben e Guillaud (1994)

PROPRIEDADE	UN	ADOBE		TAIPA	
		(1)	(2)	(3)	(4)
Resistência à compressão aos 28 dias*	MPa	~2	2 a 5	~2	2 a 5
Resistência à compressão quando molhado, aos 28 dias**	MPa	0 a 0,5	-	0, a 0,5	>2
Resistência à tração aos 28 dias	MPa	-	-	0,5 a 1	1 a 2
Resistência à flexão aos 28 dias	MPa	-	-	0,5 a 1	-
Resistência ao cisalhamento aos 28 dias	MPa	-	-	0,5 a 1	-
Coefficiente de Poisson	-	-	-	-	0,15 a 0,35
Módulo de Young	MPa	-	700 a 7000	-	700 a 70000
Densidade aparente	Kg/m <sup>3</sup>	1200 a 1700	1200 a 1700	1700 a 2200	1700 a 2200
Uniformidade de dimensões	-	Razoável	Razoável	Fraca	Fraca

\* +40% ao fim de um ano; +50% ao fim de dois anos

\*\* 24h em água

(1) método de moldagem de areia

(2) estabilizando com 5 a 9% de emulsão betuminosa

(3) comprimido a 90-95% pelo Proctor padrão

(4) como em (3) mas estabilizado com 8% de cimento

## 2.5

### Rugosidade dos Pavimentos

A irregularidade longitudinal dos pavimentos é um importante indicativo do desempenho de um pavimento, pois a ela estão associadas à percepção do usuário quanto ao conforto ao rolamento, aumenta os custos operacionais dos veículos, reduz a vida útil do pavimento e aumenta sensivelmente as vibrações induzidas por tráfego. Vários instrumentos têm sido desenvolvidos com o propósito de medir a irregularidade longitudinal dos pavimentos (Oliveira de Souza et al., 2006; Bisconsini, 2016).

A irregularidade longitudinal de uma via pode ser entendida como o resultado da soma das diferenças entre a superfície do pavimento em estudo e aquela que seria a superfície plana do projeto geométrico. O DNIT define no glossário de termos técnicos rodoviários, Publicação IPR 700, o termo irregularidade de superfície como sendo: (1) totalidade das diferenças de configuração (estado) da superfície real com respeito à superfície ideal geométrica correspondente sejam estas devidas a danificações ou introduzidas durante o processo de construção ou produção, (2) desvio da superfície real da superfície técnica, (3) desvio da superfície real de uma superfície de referência, (4) desvio da superfície de rodovia em relação a um plano de referência, que afete a dinâmica dos veículos, a qualidade de rolamento e as cargas dinâmicas sobre a via (Vieira e Soares, 2012).

O IRI (índice internacional de rugosidade longitudinal) é um índice estatístico, que fornece a inclinação média retificada ou a soma absoluta do deslocamento vertical relativo, conhecido pelo usuário ao dirigir um veículo com parâmetros conhecidos. Os valores do IRI são obtidos experimentalmente para apenas uma roda do veículo. Porém, através de formulações matemáticas, é possível adotar um sistema *quarter car*, que gera um perfil imaginário para um veículo de quatro rodas fictício.

Oliveira de Souza et al. (2006) estudaram o índice internacional de rugosidade longitudinal (IRI), com a finalidade de prever o nível crítico da rugosidade. Para uma superfície totalmente lisa obtêm-se um IRI de 0. Por outro lado, em uma superfície, mediantemente irregular, o IRI se apresenta em torno de 6 m/km e para superfície extremamente irregular pode resultar em um IRI de 20 m/km. Estes critérios variam conforme a manutenção da via e diferem para cada país. Observa-se que os valores-limite se apresentam diferentes valores para diversos países, como, por exemplo, o valor de 2,7 m/km nos Estados Unidos, 3,5 m/km no Brasil, 4,0 m/km no Chile, Uruguai e Espanha e 6,0 m / km em Honduras para o limite inferior do pavimento péssimo.

A OCDE (Organização de Cooperação e Desenvolvimento Econômicos ) padronizou uma classificação com valores atribuídos para as rodovias pavimentadas, em função da irregularidade observada, conforme apresentado na Tabela 2.4 (Vieira e Soares, 2012).

Tabela 2.4 Classificação funcional para rodovias pavimentadas (adaptado de Vieira e Soares, 2012)

IRI (m/km)	V * (km/h)	Condição funcional	Categoria OCDE
< 3	> 120	Excelente	1
> 3 e < 6,5	100-120	Aceitável	2
> 6,5 e < 8,5	70-90	Tolerável	3
> 8,5 e < 10,5	50-60	Intolerável	4
> 10,5	< 50	Péssima	5
V * = velocidade de tráfego "confortável"			

## 2.6 Pavimentos Históricos

No início da colonização não havia pavimentos nas vias públicas. Depois vieram os pavimentos em pedra bruta, seguidos pelos pavimentos em pedra lavrada e, finalmente, os pavimentos em concreto e asfalto.

Os pavimentos em pedra bruta e lavrada, comuns nas cidades históricas brasileiras até os dias de hoje, apresentam elevado nível de rugosidade, cujo IRI pode usualmente ser considerado como péssimo, levando a altos coeficientes de impacto dinâmico, sendo uma das principais causas das vibrações nas construções históricas.

Um resumo de sobre pavimentos históricos pode ser encontrado no site: <https://coisasdaarquitectura.wordpress.com/2010/09/06/tecnicas-construtivas-do-periodo-colonial-%E2%80%93 iv/> e referências associadas.

Um breve histórico da pavimentação é apresentado em: <http://www.dtt.ufpr.br/Pavimentacao/Notas/Modulo%201%20-%20Introducao.pdf>

Os calçamentos de pedra eram normalmente executados em lajes de pedra dos tipos gneiss, arenitos ou calcários, assentadas em argamassa de barro. As espessuras das lajes variavam entre 5 a 10 cm, porém, em situações especiais, estas poderiam ser mais espessas. Além das lajes de pedra, o calçamento também poderia ser realizado em pé-de-moleque ou calçada portuguesa. O calçamento era realizado sobre terra batida com seixos rolados. Esta técnica era às vezes aplicada em interiores, como pavimento térreo, com seixos de diâmetro de 3 cm. No entanto, em regiões externas o diâmetro era maior que 10 cm, aproximadamente (Figura 2.6). Em algumas situações de vias públicas um reforço do calçamento poderia ser feito

utilizando costelas, que são pedras maiores e mais profundas, travando os seixos de pedras.



Figura 2.6 Parati, parte do Caminho do Ouro Minas-Parati construído em 1726: - (fonte: [http://www.dtt.ufpr.br/Pavimentacao/Notas/Modulo% 201% 20 -%20Introducao.pdf](http://www.dtt.ufpr.br/Pavimentacao/Notas/Modulo%201%20-%20Introducao.pdf))

As ruas da cidade do Rio de Janeiro eram inicialmente de terra batida. Com a necessidade de melhorar a circulação foram sendo realizados os calçamentos, inicialmente chamados de pés-de-moleque ou calçada portuguesa, por serem construídos com pedras que tinha seu formato irregular. Diversos calçamentos já foram cobertos com pavimentações mais modernas. No entanto, vale ressaltar diversos exemplos onde os calçamentos em pedra ainda podem ser observados e que são preservados como patrimônio histórico. Um deles é o pavimento da Ladeira da Misericórdia, Largo da Misericórdia, Centro. Esta localidade teve o primeiro calçamento do Rio de Janeiro, situado no extinto Morro do Castelo, que em 1617 veio a ser pavimentado com o calçamento tipo pé de moleque. Com a extinção do morro em 1922, um pequeno trecho foi preservado como um testemunho do início na formação da cidade. Outro exemplo situa-se na Rua Silvino Montenegro, acesso à Igreja Nossa Senhora da Saúde, Morro da Saúde. A urbanização desta região iniciou-se após a construção da capela entre 1742 e 1750. Consequentemente a Igreja induziu um crescente movimento exigindo a implantação do calçamento em pé-de-moleque, que resiste até os dias atuais. O Largo do Boticário possuía uma pavimentação pé-de-moleque até o momento em que o prefeito Prado Júnior mandou substituir o calçamento por lajes de pedra, que permanece até os dias atuais. Por outro lado, foi preservado o acesso ao largo com o calçamento pé-de-moleque.

### 3

## Revisão Bibliográfica

Como descrito no capítulo anterior, a maioria das construções históricas apresentam materiais frágeis que podem sofrer danos na presença de cargas dinâmicas. As preocupações com construções submetidas a vibrações podem ser divididas em três pontos principais: 1- a vibração como causadora de problemas na estrutura, 2- o incômodo que a vibração provoca no usuário da edificação e 3- os possíveis efeitos nocivos sobre equipamentos sensíveis.

A resposta dos edifícios a tais vibrações depende tanto do conteúdo espectral da excitação dinâmica quanto das características dinâmicas da estrutura (frequências naturais e modos de vibração).

De modo geral, a excitação induzida por tráfego provoca vibrações que, normalmente, não causam perigo às construções. No entanto, a intensidade dessa excitação, ao longo de um tempo, pode intensificar danos já existentes na construção ou até mesmo originá-los. Um exemplo são as vibrações que apresentam pequenas amplitudes, mas um elevado número de ciclos que ocasiona uma redução de resistência mecânica da argamassa e consequentemente sua deterioração.

É válido destacar que, para garantir a segurança de construções históricas, é fundamental o monitoramento das vibrações em ambientes urbanos de intenso movimento, já que esse fenômeno pode afetar a integridade da estrutura. Atualmente a preocupação com vibrações em construções históricas é crescente, isto porque as cidades modernas se desenvolveram em torno dos seus centros históricos e o fluxo de veículos vem se tornando cada vez mais intenso. Com o monitoramento, é possível correlacionar os danos das construções a possíveis problemas de vibrações. Realizando uma medição experimental é possível também obter dados essenciais para a calibração dos modelos numéricos.

A vibração induzida pelo tráfego depende basicamente de três fatores: a fonte, o caminho percorrido pelo sinal e o receptor, como ilustra a Figura 3.1. A fonte pode ser descrita como a força de contato entre a roda do veículo e a superfície,

sendo os impactos causados pelas irregularidades a principal causa das vibrações indesejáveis. O caminho percorrido pela vibração é o terreno em que a onda se propaga, e, dentro do cenário, se destacam as sub-bases das vias nas regiões adjacentes às construções. Por fim, o receptor da vibração, no caso a construção histórica que recebe a vibração através de sua fundação que se propaga ao longo de sua altura.

Neste capítulo apresenta-se como a vibração induzida por veículos pode ser mensurada em construções históricas e quais são os possíveis danos destas vibrações nas construções.

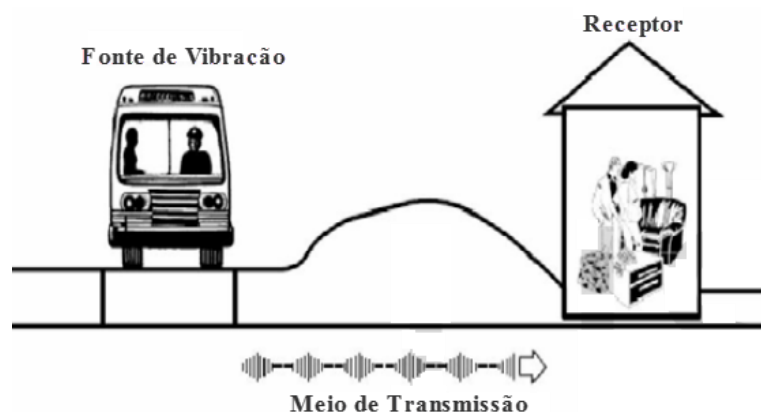


Figura 3.1. Vibração induzida por tráfego – (adaptado de Hunaidi, 2000)

As normas internacionais abordam os métodos a serem usados para selecionar e localizar adequadamente a instrumentação, para medir vibrações e processar dados de medição. O parâmetro de referência para medir a intensidade da vibração é geralmente a velocidade máxima da partícula (PPV, *peak particle velocity* em inglês, sigla usada neste trabalho), e os limites são estabelecidos para várias faixas de frequências de excitação dominantes e diferentes tipos de construções, de acordo com suas diferentes características estruturais. Isto, como o nome indica, é uma medida da velocidade máxima de movimento da partícula de solo, especificada na maior parte do mundo em milímetros por segundo (mm / s). Estes valores são obtidos experimentalmente e são a valores encontrados em normas de projeto.

Uma norma amplamente aceita para a medição de vibrações em edifícios é a ISO 4866 (1990). A maioria dos padrões nacionais obedece à ISO 4866, mas os limites sugeridos de aceitabilidade podem diferir substancialmente entre os vários documentos, especialmente no que se refere aos edifícios antigos. De fato, as características estruturais desses edifícios são muito diferentes de um país para

outro. Alguns padrões são baseados em campanhas experimentais realizadas em edifícios típicos, enquanto outros se referem a limites estabelecidos em outros países. Por exemplo, a recém-revisada norma italiana UNI 9916 (2014) inclui como referência os limites estabelecidos pela DIN 4150 alemã (1999). Esta referência propõe diferentes limites para curta duração e para vibrações de longa duração em termos de PPV e é considerado como conservador para os edifícios históricos típicos existentes na Itália (Del Grosso e Basso, 2014). A Tabela 3.1 apresenta um resumo dos limites de segurança para a velocidade máxima de partícula para estruturas históricas sob vibração contínua (Morbias et al. 2013).

Tabela 3.1 - Critérios de vibração existentes para estruturas históricas sob vibração contínua segundo Morbias et al. (2013).

Nome da organização	Fontes Contínuas PPV (mm/s)
Associação Suíça de Padronização	3
Critério de Vibração ASHTO	2,5
Instituto Alemão de padrões	3-8
Critério de Vibração Dowding	12,5
Critério de Vibração Whiffen	5
Critério de Vibração Konan	3-6
Critério de Vibração Rudder	2,5

### 3.1 Trabalhos Experimentais

Morbias et al. (2013) analisaram o comportamento de dois arcos históricos, Raipur Gate e Delhi Darwaja, na Índia. Os dois arcos possuem um intenso fluxo de veículos. As medições foram realizadas em dois pontos em cada monumento, com auxílio de acelerômetro e um sistema computacional. Os valores limites para PPV encontrados foram de 0,06mm/s e 0,08mm/s para Raipur Gate e Delhi Darwaja, respectivamente. Portanto, concluiu-se que as construções, na época da medição, estavam seguras contra efeitos advindos da vibração.

Del Grosso, A. E., e Basso, P. (2014) descrevem o monitoramento de construções históricas na Itália, localizadas em Isola del Giglio, durante a operação de remoção dos destroços do Costa Concordia que naufragou em 2012. Devido à ampla extensão da região, a primeira etapa foi identificar e mapear todas as



construções passíveis de danos. Após a simulação identificou-se seis construções históricas sensíveis às vibrações induzidas pelas operações. Foi adotada como critério para identificação de construções históricas sensíveis, a norma italiana UNI 9916: 2014, que prevê o limite de aceleração de  $3\text{m/s}^2$  no nível da fundação. Todos os valores obtidos experimentalmente foram analisados e comparados com um programa computacional, a fim de confirmar os valores. Nessa análise foram consideradas dois tipos de fonte indutora: as operações de perfuração e explosões. A medição foi realizada utilizando dois tipos de acelerômetros: biaxial e triaxial. Duas medidas foram realizadas considerando a distância da fonte até o receptor e foi possível constatar que todos os valores encontrados para o PPV foram inferiores ao previsto na norma italiana UNI 9913 ( $2,5\text{mm/s}$ ). Ademais, verificou-se que os valores encontrados em modelos numéricos representa a metade dos obtidos experimentalmente, o que destaca a dificuldade de modelar este tipo de problema.

Kliukas et al. (2008) analisaram a influência da vibração induzida pelo tráfego da cidade de Vilnius, na Lituânia, na torre da Catedral (Arch-Cathedral). A região em torno da igreja apresenta características típicas da região da cidade velha e similar a de outros países Europeus com um crescente número de veículos no entorno das construções. Além do fato anterior, a Catedral possui um agravante geotécnico, pelo fato de sua localização ser entre dois rios, onde se configura uma região em que o solo é fraco e com grandes deformações, gerando assim irregularidades nas superfícies de contato. A estrutura do campanário é composta por alvenaria de pedra, com os três últimos andares de alvenaria de tijolo, e possui grandes aberturas de janelas em toda sua extensão. Foram analisados dois tipos de carregamento: o fluxo normal do tráfego existente no entorno da igreja, ou seja, carro, ônibus, e poucos caminhões que tem sua velocidade limitada a  $30\text{km/h}$ , e o segundo carregamento, foi uma carga monitorada, com um caminhão com peso de  $190\text{ kN}$ . Durante o experimento foi possível observar irregularidades na via, que havia sido reformada recentemente, mas o agravamento dessas irregularidades pode gerar uma superfície pior que a encontrada, consequentemente acentuando o efeito das vibrações. Para a medição das acelerações, adotou-se 12 pontos instrumentados por meio do acelerômetro unidirecional, que foram fixados na estrutura, ao longo do eixo vertical do campanário (de  $2.70\text{ m}$  até  $32.9\text{ m}$ ), além de uma medida no nível térreo. Com o objetivo de eliminar os ruídos externos, os valores foram tratados limitando-os de  $0,3\text{Hz}$  a  $60\text{Hz}$ . Na Lituânia não há uma norma específica

para vibrações em construções históricas. Assim, para auxiliar nessa questão de ausência de norma, foi adotada a norma existente na Polônia (PN -85 / B-02170) devido sua proximidade geográfica e semelhança de métodos construtivos. Para o primeiro carregamento observou-se uma aceleração que não excedeu  $0,01\text{m/s}^2$ , e, de acordo com a norma adotada, todas as acelerações menores que  $0,01\text{m/s}^2$  podem ser desconsideradas. Para o segundo carregamento, o caminhão monitorado, observou-se uma aceleração de  $0,037\text{m/s}^2$  no 4º andar e chegou até  $0,065\text{m/s}^2$  no 7º andar, configurando-se assim uma aceleração perigosa para estrutura conforme o PN-85 / B-02170. A partir de então, foi utilizado o programa comercial DynaTool (versão 4.1.1) para obter o espectro de resposta da aceleração e identificou-se duas frequências de ressonância. O primeiro modo de vibração seria atribuído a uma frequência natural de 1,3Hz e o segundo, de 10,8Hz. Através dos valores obtidos foi possível concluir que, quando submetido à vibração advindo do tráfego cotidiano, a estrutura não apresenta problemas estruturais. Porém, quando submetida a uma carga até sete vezes maior que a carga cotidiana, a estrutura apresentou uma sensibilidade à vibração, portanto seu monitoramento contínuo se faz necessário.

Na Itália existe uma grande preocupação com os monumentos históricos. Os problemas de vibrações na região são decorrentes não só do tráfego, mas também de frequentes sismos. Em Roma, Pau et al. (2016) analisaram experimentalmente três construções históricas expostas à vibração advindas do tráfego, o Coliseu, a Coluna de Trajano e a Muralha Aureliana. As medições experimentais tiveram dois objetivos, o primeiro determinar a natureza da fonte e localizar os níveis de resposta de vibração, o segundo obter as frequências naturais e os modos de vibrações correspondentes a estas estruturas. Dois tipos de cargas foram adotados, a vibração ambiente e uma força de impacto. Para o coliseu foram utilizados 42 pontos de medições distribuídas ao longo de sua extensão, utilizando três níveis de altura e, devido à baixa frequência esperada para os modos naturais (0,5-3 Hz), adotou-se um tempo de medição de 40min. A carga induzida nesta situação foi um martelo instrumentado. Por outro lado, na Coluna de Trajano foram utilizados pontos distribuídos ao longo de quatro níveis considerando o térreo. Já na Muralha Aureliana usou-se uma instrumentação mais simples, com apenas três acelerômetros posicionados no topo da muralha. Todos os acelerômetros adotados eram triaxiais. O Coliseu apresentou um valor de RMS de  $0,00179\text{m/s}^2$  e um pico

de aceleração de  $0,1\text{m/s}^2$ , sendo que a ISO 4866 apresenta como uma faixa que merece atenção acelerações entre  $0,02$  e  $1\text{m/s}^2$ . Na Coluna de Trajano obtiveram-se resultados para o espectro de velocidade, tanto no topo quanto na base, menores que os especificados pela DIN 4150. Para a Muralha Aureliana, observou-se uma velocidade de RMS de  $0,075\text{mm/s}$  e uma velocidade de pico de  $0,107\text{mm/s}$ , próximo do valor inferior da faixa que pode causar preocupações segundo a ISO 4866, que é de  $0,20$  a  $0,50\text{mm/s}$ .

Observa-se uma maior preocupação com as vibrações advindas do tráfego de trens não só no período de duração da obra, mas também na fase de operação. Com o objetivo de minimizar este efeito, Ma et al. (2011) realizaram estudos que consideravam a influência das vibrações causadas pelo metrô em um monumento histórico de tijolo-alvenaria, com uma altura de cerca de  $30\text{ m}$ , localizado no Parque do Povo, centro da cidade de Chengdu, China. O monumento estudado está a  $50\text{m}$  da linha do metrô. Os autores destacam que valores de PPV inferiores de  $10\text{ mm/s}$  raramente causam problemas em uma estrutura moderna de aço. Em contrapartida, construções históricas apresentam critérios mais rigorosos, com valores, normalmente, entre  $3\text{-}10\text{mm/s}$ . Para o monumento, a norma Chinesa GB / T 50452-2008 prevê um limite de PPV de  $0,15\text{-}0,25\text{mm/s}$ . O monumento foi instrumentado em dois pontos, o primeiro em sua base e o segundo no pedestal, além deles houve outros dois pontos que foram analisados próximos à região. Em todos os pontos mediu-se a aceleração no sentido horizontal e vertical, sendo o PPV obtido integrando a aceleração. Um resumo dos resultados é apresentado na Tabela 3.2. Verifica-se que os valores de PPV estão abaixo do limite da norma, entretanto os valores de RMS de  $5,45\text{-}11,11\text{ }\mu\text{m/s}$  na fundação proposto pela norma foram ultrapassados.

Tabela 3.2 Valores obtidos por Ma et al. (2011).

Ponto	PPV (mm/s)		RMS velocidade ( $\mu\text{m/s}$ )	
	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical
1	0,0201	0,0454	4,1266	10,0833
2	0,0199	0,0405	4,8068	9,0926
3	0,0380	0,0431	7,1167	9,2366
4	0,0516	0,0444	9,4248	10,2490

Algumas considerações gerais são discutidas com base em dois exemplos relevantes, selecionados entre os casos mais expressivos estudados pela ENEA

(Executiva Nacional dos Estudantes de Arquivologia) por Clemente e Rinaldis (1998). Os exemplos são relativos ao campanário da Igreja de San Giorgio situado na ilha de San Giorgio Maggiore, em Veneza, e ao Obelisco de Latrão, em Roma. A análise experimental ocorreu em duas etapas: a primeira com a caracterização dinâmica da estrutura e a segunda com as instalações dos sensores. O campanário da igreja de San Giorgio já passou por várias mudanças ao longo dos séculos, hoje possui uma estrutura com 18,5 m de altura e quatro pilares de 40 cm de alvenaria, além do fechamento de alvenaria, com ligações frágeis. Os pisos são de madeira para os três primeiros pavimentos, onde o segundo e o último pavimento já apresentam um reforço em viga metálica. A torre está ligada à igreja e outras duas construções, sendo suas ligações frágeis e passíveis de danos. A estrutura da torre apresenta várias fissuras em toda sua extensão, danos possivelmente gerados pelo terremoto de 1996. Destacam-se dois danos, uma fenda que percorre os quatro lados da torre e um deslocamento de 3cm na parede leste, devido a um possível movimento de rotação da estrutura. A estrutura teve sua caracterização realizada através de medições induzidas por fatores ambientais e apresentou uma frequência de ressonância de 2,7 Hz, deslocando-se na direção N-S, outra de 2,9 Hz na direção O-L, e uma terceira de 6,9 Hz com um modo de movimento torsional. Com base nas informações obtidas foram instalados acelerômetros no térreo e no topo da torre. O obelisco egípcio de Latrão tem 32,18 m de altura e está sob um pedestal retangular de 10 m, que está assentado sobre uma base desconhecida. Em seu topo tem uma cruz, obtendo-se assim uma altura total de 45,70 m. O obelisco é composto por três blocos de granito e apresenta fissuras. Com uma geometria complexa, o posicionamento dos acelerômetros foi realizado em pontos que possibilitavam acesso e apresentavam uma superfície plana. A fonte induzida foi o tráfego convencional e as condições ambientais, como os ruídos. A análise espectral mostrou um primeiro modo correspondente ao pico a 1,27 Hz na direção N-S e um segundo modo, quase na mesma frequência, na direção O-L. O terceiro e o quarto modos, nas direções N-S e O-L, estão associados a frequências de 6,15 Hz e 6,73 Hz, respectivamente. Em todos os casos as frequências mais baixas encontram-se em uma faixa que podem entrar em ressonância com as excitações induzidas pelo tráfego de veículos.

Esrig e Ciancia (1981) estudaram os efeitos de vibrações em construções históricas, situadas em Manhattan, Nova York. As vibrações analisadas são

oriundas da construção de uma nova torre de 29 andares que estava sendo levantada nas proximidades das construções. Dezesseis construções históricas foram analisadas, contendo prédios de três e seis andares. Todas as construções são do período de 1820 a 1970. Os autores buscaram obter níveis de vibrações limites para a fase de execução da obra, a fim de garantir a segurança das construções históricas durante a execução da nova construção. Valores de PPV variando de 5,08 a 25,4 mm/s foram encontrados, superior ao limite sugerido de 5,08 mm/s. Foi adotado durante a construção um limite de velocidade máxima de 12,7 mm/s. Caso a construção se movimentasse ou desenvolvesse rachaduras, esse limite seria modificado. Medições foram realizadas antes de iniciar as obras. Considerando as condições ambientais, tal construção apresentou vibrações abaixo de 2,54 mm/s, obtendo-se apenas um pico no valor máximo de 5,08 mm/s. O monitoramento continuou durante a construção da nova torre e o limite máximo de vibração medido foi de 4,57 mm/s, alcançando, durante as explosões realizadas, 12,7 mm/s.

### 3.2

#### **Norma e critérios de Projetos**

A avaliação dos riscos de uma construção, quando submetido a vibração, está correlacionada com uma quantidade cinemática, que pode ser a aceleração ou velocidade de pico. Normalmente, o parâmetro adotado por diferentes normas técnicas é a velocidade de pico, avaliada em dois pontos específicos, na base e no topo. Com a obtenção destes valores, experimentalmente, o mesmo é comparado a valores definidos em normas técnicas compatíveis com o tipo de construção em análise. Na análise de vibrações, os dados obtidos são as acelerações, e por meio de integração do sinal, se obtém velocidades e, com menor precisão, deslocamentos. Nos dias atuais existe um tipo de equipamento (geofone) que fornece o valor da velocidade, no entanto, sua utilização é onerosa e pouco disseminada.

O parâmetro de referência adotado para análise é o PPV, que corresponde a velocidade instantânea máxima, seja ela positiva ou negativa e a raiz do valor quadrático médio ou RMS (do inglês *root mean square*) que é uma medida estatística da magnitude de uma quantidade variável. Pode-se calcular para uma série de valores discretos ou para uma função variável contínua. O nome deriva do fato de que é a raiz quadrada da média aritmética dos quadrados dos valores ou o

quadrado médio da raiz a velocidade. As duas variáveis podem ser correlacionadas, considerando uma onda senoidal, por:

$$\text{RMS} = [V_{\text{pico}}/2]^{1/2} \quad (3.1)$$

Algumas normas também apresentam, além do PPV, valores de referência para a aceleração e deslocamento de pico. As normas também consideram as faixas da frequência de excitação dominante e o tipo de edifício analisado. As normas mais modernas abordam até mesmo métodos de localização dos instrumentos utilizados, a fim de se obter uma instrumentação correta, facilitando e garantindo uma melhor coleta de dados.

Nos dias de hoje existem diversas normas que definem limites de seguranças a serem seguidos. Para níveis de vibração no solo, destacam-se: DIN 4150:1984, BS 6472:1992, 640312: 1978, PN-85/B-02170 e Lei Pública 95-87 1997, ressaltando o fato de todas essas normas serem europeias. Um dos padrões mais aceitos internacionalmente para medições de vibrações em edifícios é a norma ISO 4866. Entretanto, a mesma enfatiza que os limites de aceitabilidade podem variar conforme os diferentes tipos de construções, que, conseqüentemente, sofrem variação baseada no país origem, o que acaba por gerar diferenças substanciais entre si. A ISO 4866 não define um limite de velocidade máxima, mas define faixas de deslocamentos, velocidades e acelerações que podem causar danos à construção.

O DIN 4150 define, para construções de importância histórica ou arqueológica, limites para casos de vibrações de curta duração. O limite de velocidade máxima admissível no nível do solo é de 3 mm/s, para uma frequência menor que 10Hz, e de 10mm/s para uma frequência superior a 100Hz. Para o nível do telhado, o limite da componente horizontal da velocidade é de 8 mm/s. Já para vibrações de longa duração, apenas o nível do telhado é considerado para a análise, apresentando um valor de velocidade horizontal máxima permitida de 2,5mm/s.

Recentemente a UNI 9916 foi atualizada com base nos limites definidos na norma alemã DIN 4150. A norma UNI 9916 está de acordo com a norma internacional ISO 4866, todavia fornece valores definidos pela DIN 4150 e BS 7835.

A norma Chinesa GB/T 50452-2008, para vibrações em construções, limita o PPV a um valor de 0,10-0,75mm/s para medições na base da construção, já para pontos com altura até 30m, o limite é de 0,15 – 0,25mm/s. Essa norma é um dos códigos internacionais mais rigorosos vigentes no mundo, podendo ser utilizado

para avaliar danos arquitetônicos. Nesta norma o limite de fadiga é utilizado para fixar um valor para velocidades admissíveis.

Quanto ao limite de aceleração, a norma PN-85/B-02170, da Polônia, define uma aceleração admissível causada por um veículo ou outro tipo de indutor menor que  $0,1\text{m/s}^2$ . Quando a aceleração estiver entre  $0,1\text{m/s}^2$  a  $1\text{m/s}^2$ , há possibilidade de originar danos, causando microfissuras. Se a aceleração ultrapassar  $1\text{m/s}^2$ , os danos se tornam mais graves, gerando microfissuras.

Apresenta-se a seguir a Tabela 3.3 obtida da NCHRP 25-25/Task 72 (2012) que resume os limites de vibrações recomendados por diferentes pesquisadores e diferentes órgãos governamentais, que visam evitar danos em construções históricas. As referências que constam na tabela podem ser encontradas neste documento. Diante da tabela é possível observar que existe uma grande variabilidade de limite seguro para o PPV e que este deve ser definido segundo as características de cada local.

Todos os valores expostos até o momento consideram apenas as condições de segurança da construção. Entretanto existe outro fator que diferentes autores e organizações consideram como critério de avaliação, ou seja, a percepção humana à vibração (Whiffin e Leonard, 1971). Cabe destacar que a vibração medida na base da estrutura pode ser menor que a vibração dentro da estrutura, devido a amplificação da vibração decorrente da ressonância de componentes estruturais e não-estruturais como janelas.

Quanto ao PPV, tem-se que:

- PPV que excede  $0,889\text{ mm/s}$  é geralmente considerado como sendo claramente perceptível.
- PPV de  $2,54\text{ mm/s}$  seria fortemente perceptível e, de acordo com Whiffin e Leonard (1971), começa a irritar.
- PPV de  $5,08\text{ mm/s}$  é definitivamente irritante.
- PPV entre  $10,16$  e  $15,24\text{ mm/s}$  seria desagradável, de acordo com Whiffin e Leonard (1971).

Por outro lado, os seres humanos são menos sensíveis a vibrações transientes, geralmente impulsivas, como um impacto, quando comparados a vibrações contínuas. Kelley et al. (1998) e Wiss (1981) estabelecem que:

- PPV entre  $1,016$  e  $5,08\text{ mm/s}$  é considerado quase imperceptível.
- PPV entre  $5,08$  e  $20,32\text{ mm/s}$  seria distintamente perceptível.

- PPV entre 20,32 e 50,8 mm/s deve ser fortemente perceptível.

Pode-se observar que a diferença entre o limite para vibrações transientes é oito vezes maior que para vibrações contínuas.

Apresenta-se na Figura 3.2 uma comparação dos níveis de vibração, com a reação dos seres humanos e o possível potencial de danos a construções.

A sensibilidade dos seres humanos a vibração é consideravelmente mais baixa quando comparada a níveis de vibrações que realmente causam danos a construções modernas. Porém, quando se analisa os níveis para construções históricas e se compara à percepção humana, se evidencia valores próximos, sendo um dos indicadores de possíveis problemas.



Tabela 3.3 Resumo dos limites de PPV para cada tipo de obra apresentado na referência NCHRP 25-25/Task 72 (2012).

Fonte de referência	Observações sobre o edifício ou estrutura	Observações sobre o tipo de dano	Limite de vibração - PPV (mm/s)
British Standards Institute (1993)	Estruturas moldadas sem reforço	Formação de rachaduras em superfícies, ou o crescimento de fissuras existentes em superfícies.	15,24 para 50,80† (edifícios históricos podem exigir consideração especial)
Sedovic (1984)	Edifícios históricos em bom estado de manutenção	--	12,7
Cidade de New York City (1988); Esrig e Ciancia (1981)	Estruturas que são designadas pontos de referência de NYC, localizadas dentro de um distrito histórico ou listadas sobre o PNDH	--	12,7
Whiffin e Leonard (1971)	Edifícios com paredes rebocadas e tectos	Danos arquitetônicos e risco de danos estruturais	10,16 a 15,24
Leme (1978)	Todos os edifícios	Possíveis danos estruturais	10,16
Cidade de Toronto (2008)	Todos os edifícios	--	7,62 a 25,4† (limites mais baixos podem ser identificados pelo engenheiro profissional)
Konon e Schuring (1985)	Edifícios históricos	Formação de rachaduras em superfícies, ou o crescimento de fissuras existentes em superfícies	6,35 para 12,7†
Associação de padrões suíços (1992)	Edifícios históricos e protegidos	--	6,35 para 12,7†
Administração Federal de trânsito (2006)	Edifícios de madeira e alvenaria non-engenharia	--	6,35
Sedovic (1984)	Prédios históricos ou arquitetonicamente importantes estado deteriorado de manutenção	--	6,35

Whiffin e Leonard (1971)	Edifícios com paredes rebocadas e tectos	Início de risco de danos arquitetônicos	5,08
Feilden (2003)	Todos os edifícios	Início de danos estruturais	5,08
Leme (1978)	Todos os edifícios	Possíveis danos menores	5,08
Konon e Schuring (1985)	Edifícios históricos	Formação de rachaduras em superfícies, ou o crescimento de fissuras existentes em superfícies	3,302 para 6,35†
Deutsches Institut für Normung DIN 4150-3 (1999)	Edifícios de grande valor intrínseco	Qualquer efeito permanente que reduz a capacidade de manutenção	3,048 para 10,16†
Administração Federal de trânsito (2006)	Edifícios extremamente sensíveis a vibrações	--	3,048
Associação americana de rodovia estadual e transporte de funcionários (2004)	Locais históricos e outros locais críticos	Limiar para início de fissuras (cosméticas)	3,048
Esteves (1978)	Cuidados especiais, histórico	--	2,54 para 10,16††
Leme (1978)	Todos os edifícios	Início de danos estruturais	2,54
Whiffin e Leonard (1971)	Edifícios com paredes rebocadas e tectos	Praticamente não há risco de danos arquitetônicos	2,54
Feilden (2003)	Todos os edifícios	Início para gesso rachando	2,032
Whiffin e Leonard (1971)	Ruínas e monumentos antigos	--	2,032

† critérios dependentes da frequência

†† dependendo do tipo de solo e da frequência

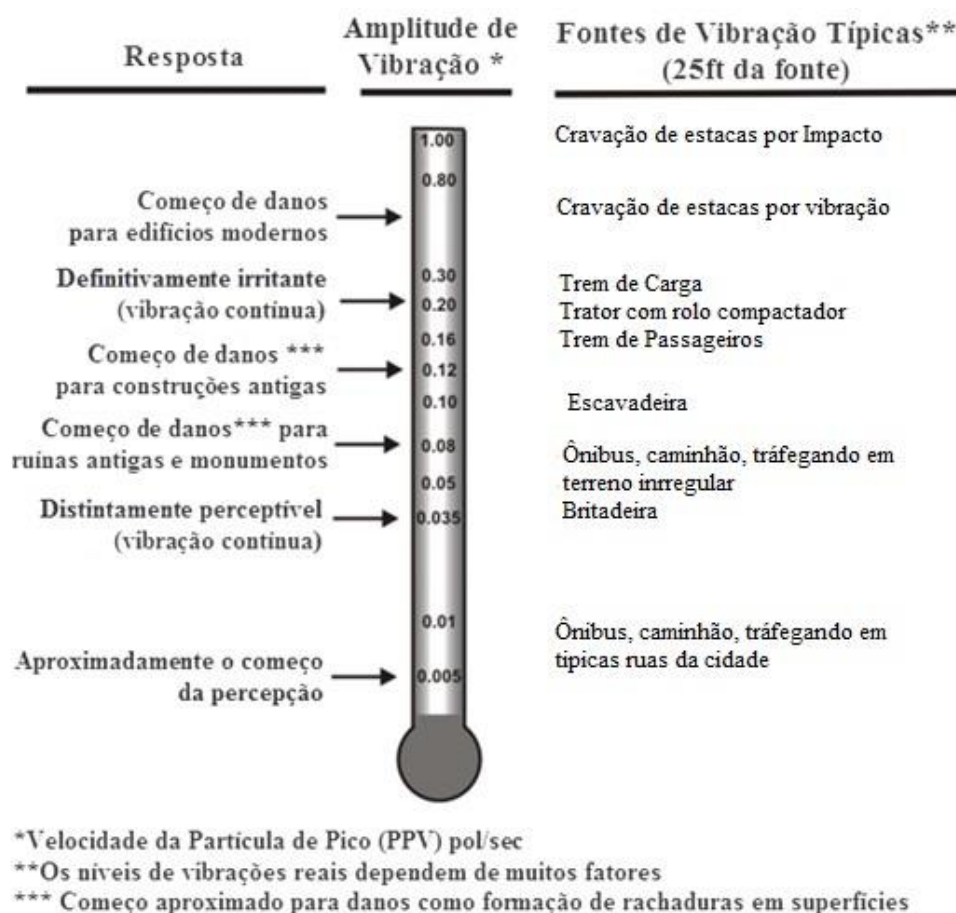


Figura 3.2 Amplitudes e Começo Típicos de Vibrações. (adaptado de NCHRP 25-25/Task 72, 2012)

## 4

### Análise Experimental

O objetivo do trabalho é o um estudo das vibrações em construções históricas de alvenaria. Com esta finalidade, construíram-se, em laboratório, duas paredes de alvenaria maciças, que caracterizassem esses tipos de construções. Como já mencionado, as paredes em construções históricas são elementos portantes, ou seja, recebem cargas dos pisos e coberturas, suportando-as e transferindo-as para uma fundação. As paredes também funcionam como um componente de vedação. Adicionalmente, estas construções não possuem geralmente elementos estruturais portantes convencionais como vigas e pilares que dão maior rigidez a estrutura.

No laboratório foram construídas duas paredes, com dimensões de 1,40 m de largura por 1,50 m de altura, com uma espessura variável, devido a própria configuração original do tijolo, variando de 9 a 11 cm. Como observado em construções históricas já existentes, foi considerada a variação da espessura da argamassa e o tipo de fundação com o objetivo de analisar sua interferência, nas vibrações induzidas por tráfego.

Para a espessura da argamassa, foi imposta uma variação na sua espessura, a fim de verificar a importância da ligação entre os tijolos, dividindo uma parede em dois lados. O primeiro lado da parede apresenta uma espessura de argamassa com uma quantidade mínima de material necessário para concretizar a junção dos tijolos. Na segunda parte da mesma parede, foi utilizada uma espessura convencional de aproximadamente 2 cm.

A segunda variável foi o tipo de fundação para investigar a sua influência na propagação de ondas e no isolamento da estrutura. Para alcançar tal propósito, foi utilizada uma fundação direta, simulando um baldrame de pedra, típica fundação de construções históricas brasileiras. A parede se apoia em uma laje de concreto, com uma seção retangular, com dimensões de 60 cm de largura, 150 cm de comprimento e 12 cm de altura. O traço do concreto foi definido com 1:3:4, a fim de obter um material com uma grande quantidade de brita, quando comparada a quantidade de concreto. A Figura 4.1 mostra um modelo da parede 1 com suas

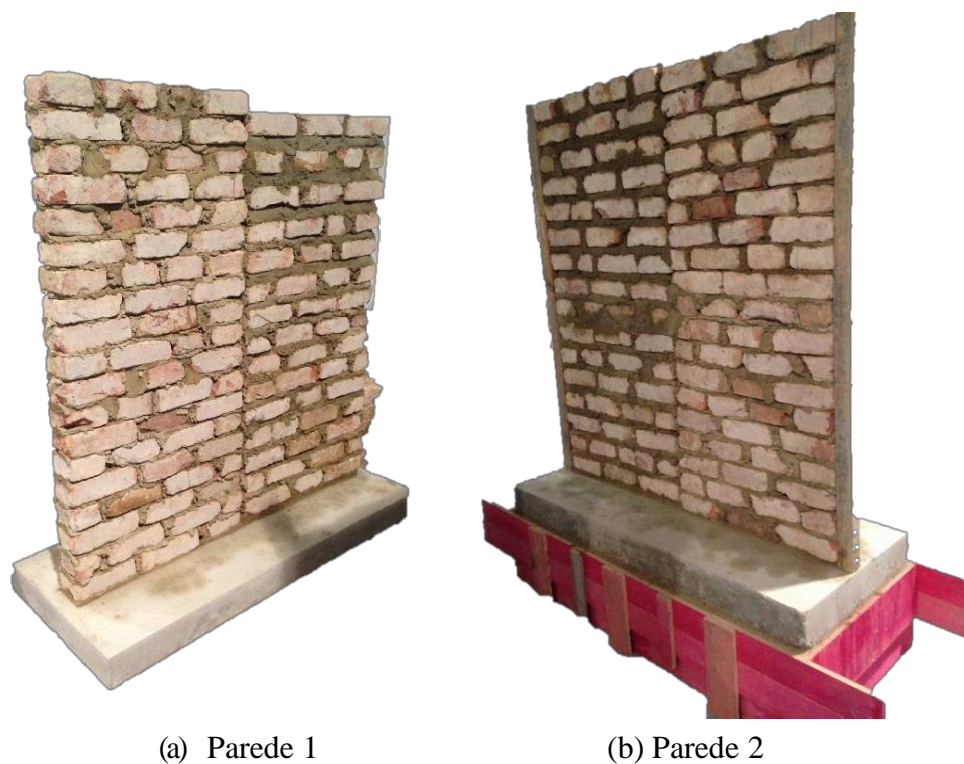
dimensões características. A segunda parede utiliza, além da laje de concreto, uma caixa de areia com 30 cm de altura, que serve de apoio à laje, como ilustra a Figura 4.2. As duas fundações estão apoiadas sobre uma manta de neoprene, de 8 mm de espessura, com o objetivo de isolar a estrutura da laje do laboratório (Figura 4.2). As duas paredes têm um revestimento de gesso em apenas uma das faces, proporcionando uma análise dos possíveis danos decorrentes da vibração no revestimento. A Figura 4.3 mostra a fotografia das duas paredes após a construção.



Figura 4.1 - Modelo da Parede 1



Figura 4.2 - Modelo da Parede 2



(a) Parede 1

(b) Parede 2

Figura 4.3 Paredes 1 e 2 após a construção

#### 4.1 Tijolo

Para retratar uma construção histórica, os tijolos foram retirados de uma obra do início do século XX existente na Rua das Acácias, nº 42 e 44, no bairro da Gávea, Rio de Janeiro, que sofreu uma demolição interna. Os tijolos maciços, como eram de costume na época, são originários de diversas olarias, que podem ser identificadas através de algumas marcações existentes nos tijolos (Figura 4.4).

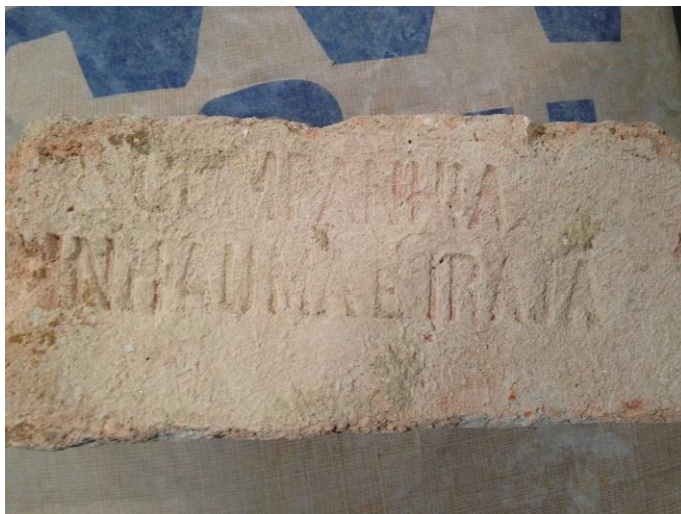


Figura 4.4 - Tijolo fabricado pela Companhia Inhaúma e Irajá no início do século XX

#### 4.1.1 Compressão

Com o objetivo de identificar as características mecânicas do tipo de tijolo utilizado na construção das paredes, foram realizados testes de compressão.

Os ensaios de compressão foram realizados no sentido da carga vertical na parede, com cinco corpos de prova prismáticos, com seção de aproximadamente 11,5 cm de lado e 23 cm de comprimento. Estas amostras foram extraídas aleatoriamente dentre os tijolos obtidos da demolição.

Os ensaios foram realizados na máquina MTS, modelo 244.41, com capacidade máxima de carga de 500 kN, do Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM) da PUC-Rio (Figura 4.5), utilizando controle de deslocamento com uma velocidade de aplicação de carga de 0,01 mm/s. Foram obtidos a resistência à compressão e o módulo de elasticidade dos tijolos.





Figura 4.5 - Ensaio de compressão dos tijolos

A resistência à compressão atuante pode ser obtida através da razão entre a força máxima e a área de aplicação de carga:

$$\sigma_c = \frac{F_{c,máx}}{A} \quad (4.1)$$

O módulo de elasticidade do tijolo é obtido a partir do trecho linear da relação tensão-deformação específica, sendo definido como a inclinação da reta secante à curva que passa por um ponto inicial igual a 10% da resistência à compressão da peça e por outro ponto final igual a 50% desta mesma resistência, ou seja:

$$E_{c0} = \frac{\sigma_{50\%} - \sigma_{10\%}}{\varepsilon_{50\%} - \varepsilon_{10\%}} \quad (4.2)$$

A Figura 4.6 apresenta um resultado típico da curva tensão-deslocamento de um corpo de prova, enquanto a Tabela 4.1 apresenta a tensão máxima e o módulo de elasticidade secante obtidos em cada ensaio e a respectiva média, desvio padrão e coeficientes de variação. A resistência à compressão e o módulo de elasticidade podem ser considerados como a média, sendo a resistência à compressão igual a 6,02 MPa e o módulo de elasticidade a 1,62 GPa.



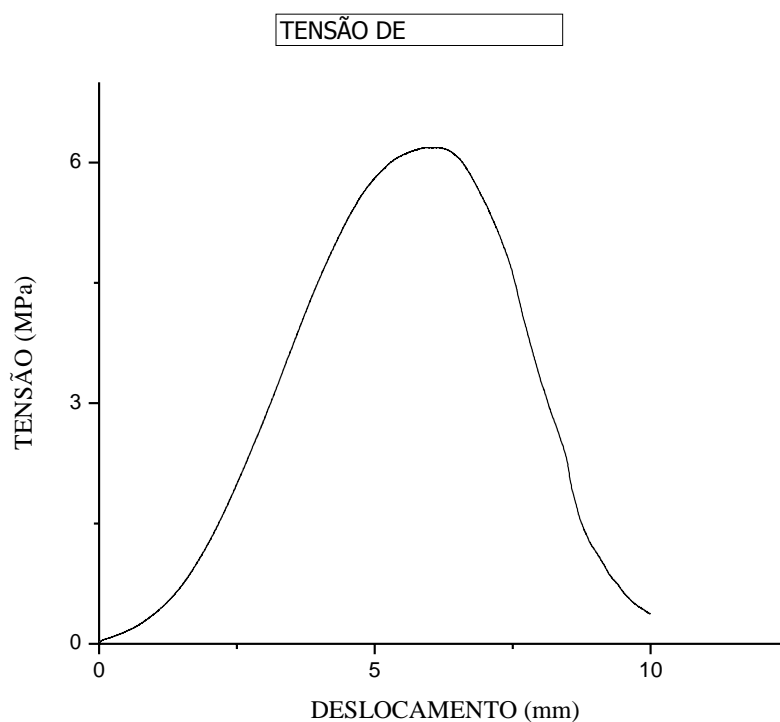


Figura 4.6 – Relação entre a tensão de compressão e o deslocamento. CP 4.

Tabela 4.1 Resumo dos ensaios de compressão

ENSAIO	TENSÃO DE COMP. MÁXIMA (MPa)	MÓDULO DE ELASTICIDADE (GPa)
CP 1	6,75	1,92
CP 2	6,18	1,75
CP 3	6,35	1,45
CP 4	4,94	1,28
CP 5	5,89	1,69

Média	6,02	1,62
Desvio Padrão	0,61	0,23
Coefficiente de Variação	10%	14%

## 4.2 Argamassa

Para o modelo construído em laboratório, foi adotado um traço 1:6 (cimento, areia), com adicional de clarofilto. Com o objetivo de confirmar a característica mecânica da argamassa, foram realizados ensaios de compressão.

### 4.2.1 Compressão

Os ensaios de compressão foram realizados utilizando três corpos de prova cilíndricos, extraídos durante a construção da parede, com seção transversal de 5 cm de diâmetro. Os ensaios foram realizados na máquina MTS modelo 244.41, com capacidade máxima de carga 500 kN, do Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM) da PUC-Rio (Figura 4.7) com uma velocidade de aplicação de carga de 0,01 mm/s. Obteve-se a resistência à compressão e módulo de elasticidade, utilizando-se as equações (4.1) e (4.2).



Figura 4.7 - Ensaio de compressão do corpo de prova da argamassa

A Figura 4.8 apresenta um resultado típico da curva tensão-deslocamento de um corpo de prova, este referente ao corpo de prova CP2, enquanto a Tabela 4.2 apresenta a tensão máxima e o módulo de elasticidade secante obtidos em cada

ensaio e a respectiva média, desvio padrão e coeficientes de variação. A resistência à compressão e o módulo de elasticidade podem ser considerados como a média, sendo a resistência à compressão igual a 1,82 MPa e o módulo de elasticidade a 3,01 GPa.

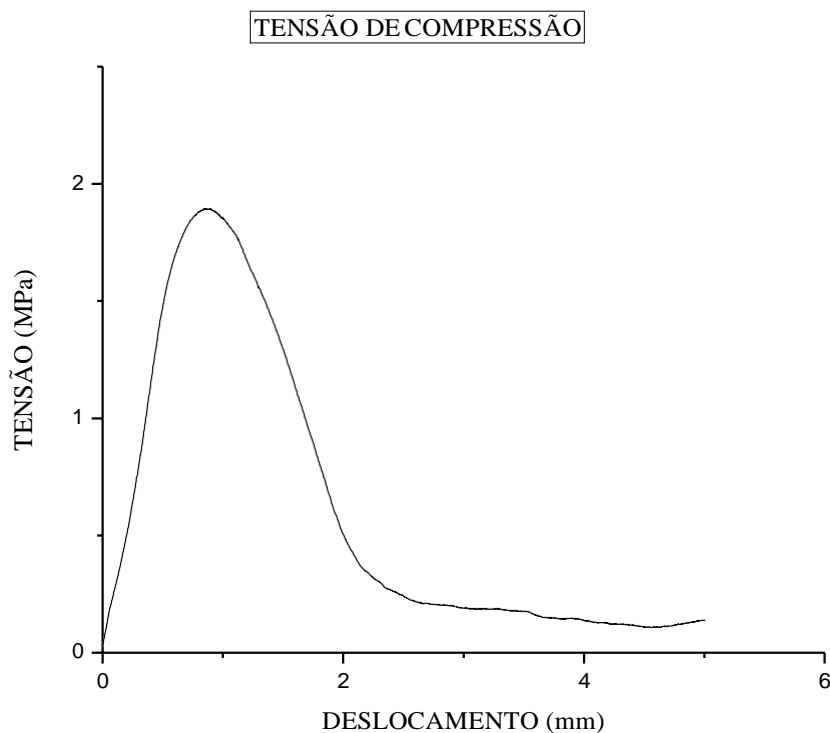


Figura 4.8 Curva tensão de compressão versus deslocamento da argamassa. CP2.

Tabela 4.2 Resumo dos ensaios de compressão da argamassa

ENSAIO	TENSÃO DE COMP. MÁXIMA (MPa)	MÓDULO DE ELASTICIDADE (GPa)
CP 1	1,63	2,43
CP 2	1,89	3,22
CP 3	1,94	3,37

Média	1,82	3,01
Desvio Padrão	0,14	0,41
Coeficiente de Variação	7%	14%

### 4.3 Metodologia Adotada

Para a aquisição dos dados de monitoramento, foram utilizados sensores e os equipamentos indicados a seguir:

- Acelerômetro uniaxial para registrar as acelerações induzidas, que são em frequência baixa, Figura 4.9, cujas características são:
  - Marca: Brüel & Kjær;
  - Modelo: 4370;
  - Sensibilidade: (varia para os quatro acelerômetros utilizados)
  - Faixa de frequência: 0 – 50Hz;



Figura 4.9 - Acelerômetro uniaxial Brüel & Kjær

- Sistema de aquisição de dados para registrar as acelerações, Figura 4.10, cujas características são:
  - Marca: National Instruments;
  - Modelo: NI CDAQ 9174;
  - Capacidade: 4 canais;



Figura 4.10 - Sistema de aquisição de dados da National Instruments

- Amplificador de sinal necessário para a leitura de sinais com baixas frequências, Figura 4.11 (o amplificador utilizado foi um equipamento construído no próprio laboratório, não tendo nenhuma marca ou modelo especificado).



Figura 4.11 - Amplificador de sinal

O sistema funciona em uma sequência simples: o acelerômetro é fixado à parede e, através de cabos, eles são ligados ao amplificador que tem a sua chave de

amplificação ligada em X1. Em seguida o sinal é recebido pelo sistema de aquisição de dados e armazenado em um computador, como ilustra a Figura 4.12.

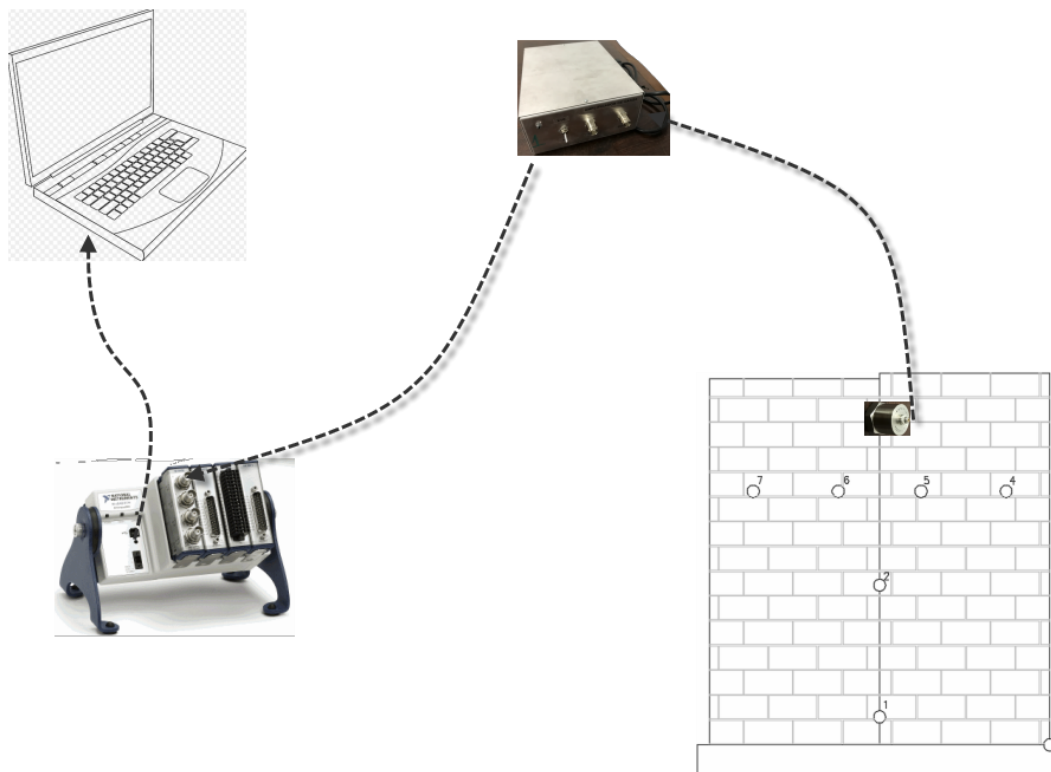


Figura 4.12 Processo para coleta de dados

A aquisição de dados obtidos experimentalmente foi realizada por um programa desenvolvido pelo Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM) da PUC-Rio, em linguagem LabVIEW. O programa consiste na aquisição dos dados dos acelerômetros, considerando a sensibilidade de cada componente, e gera o sinal da aceleração em [g] em função do tempo [s].

#### 4.4 Programas adotados

A análise dos resultados experimentais foi realizada utilizando dois programas diferentes.

O primeiro, para a análise modal dos resultados, utilizou-se o programa desenvolvido na COPPE/UFRJ em linguagem LabVIEW, que permite obter o espectro de potência através da transformada de Fourier do sinal dos pontos analisados, permitindo analisar as faixas de frequências onde ocorrem os primeiros

modos de vibrações através dos respectivos picos de ressonância e identificar os harmônicos dominantes de cada sinal coletado.

O segundo programa adotado foi o OriginPro 8.0, que é um software comercial de análise de dados e geração de gráficos. Nele foi possível realizar as integrais das acelerações, obtendo-se as velocidades e deslocamentos em função do tempo, além de possibilitar a geração dos gráficos apresentados no presente trabalho.

## 4.5

### Força de Excitação

A resposta de um sistema estrutural a um carregamento dinâmico é dependente de diversos fatores. No caso de carregamentos causados pelo tráfego urbano, o fenômeno pode ser descrito como um carregamento transiente de curta ou longa duração, podendo ocorrer em forma semelhante à de pulsos, ou seja, aplicados durante um determinado período de tempo. Após cessar o carregamento, a estrutura está em vibração livre e a resposta é amortecida até atingir o repouso. Além disso, é usual considerar condições iniciais nulas, ou seja, deslocamento e velocidade nulos.

A carga devido ao fluxo de veículos é decorrente do contato das rodas do veículo com a superfície de contato, que nas cidades históricas brasileiras é, em sua maioria, rugosa, transmitindo assim, vibrações à cabine do veículo e construções adjacentes.

Dessa forma, o veículo ocasiona uma carga dinâmica normalmente descrita através de uma abordagem estocástica que é função das irregularidades da superfície de contato, do amortecedor do veículo e da velocidade do mesmo.

Para simular a excitação típica de tráfego em laboratório, foram propostos dois tipos de simulação de carga. O primeiro consiste em um rolo com 11,90 kg de peso, 24,5 cm de comprimento com 9 cm de diâmetro, que percorre uma superfície com uma irregularidade de 1 cm de altura, conforme exemplificado na Figura 4.13 e Figura 4.14.

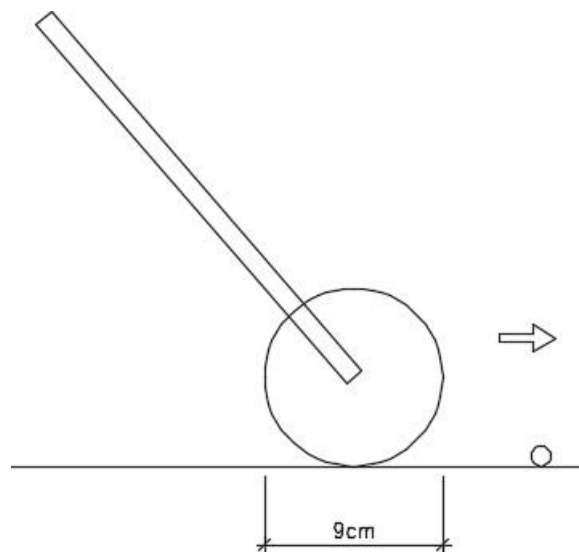


Figura 4.13 Carga Induzida – Rolo metálico com irregularidade -



Figura 4.14 Rolo metálico com irregularidade

A segunda carga consiste em uma esfera metálica, envolvida por um saco de areia, em queda livre, com uma superfície de contato de  $19 \times 25$  cm, com massa total de 5,50 kg, tendo como variável a altura inicial, como indicado na Figura 4.15. O saco de areia (Figura 4.16) tem por finalidade minimizar os efeitos do impacto elástico da carga com a superfície levando a um coeficiente de restituição aproximadamente nulo. O coeficiente de restituição ou CR de um objeto é um valor fracionário que representa a razão das velocidades antes e após o impacto. Um objeto com CR 1 colide elasticamente, enquanto um objeto com CR 0 colide



inelasticamente. Quando foi utilizada apenas a esfera metálica, observou-se um impacto elástico com alto coeficiente de restituição levando a impactos repetidos em pontos aleatórios da laje do laboratório, não permitindo uma caracterização precisa do carregamento, impedindo a repetitividade do ensaio. Duas alturas distintas,  $h_1=1,00$  cm e  $h_2=1,60$  cm foram adotadas. As massas foram lançadas utilizando uma guia lateral para auxiliar o seu lançamento e evitar variações no seu ponto de aplicação.

Carregamento de impacto é um carregamento dinâmico em que a taxa de carregamento é quase instantânea, e as forças de amortecimento não conseguem dissipar quantidade significativa de energia. A resposta estrutural depende não somente da energia de impacto, mas também da rigidez da estrutura, da rigidez da superfície de contato, e das propriedades mecânicas dos dois materiais. Embora a aplicação do princípio da conservação de energia a um objeto em queda livre permita prever sua velocidade de impacto dada por  $v_f=(2gh)^{1/2}$  e energia cinética,  $T=mv_f^2/2$ , não é possível prever sua força de impacto sem saber qual sua velocidade após o impacto e, principalmente, o processo de penetração devido a deformação dos corpos em contato. Caso a penetração,  $d$ , seja conhecida, a força de impacto é  $F_i= mv_f^2/2d$ . Quanto maior a penetração, menor a força de impacto. Cabe ressaltar que as irregularidades dos pavimentos das cidades históricas brasileiras, como descrito anteriormente, levam a cargas de impacto de elevada magnitude, particularmente no caso de veículos pesados como caminhões.

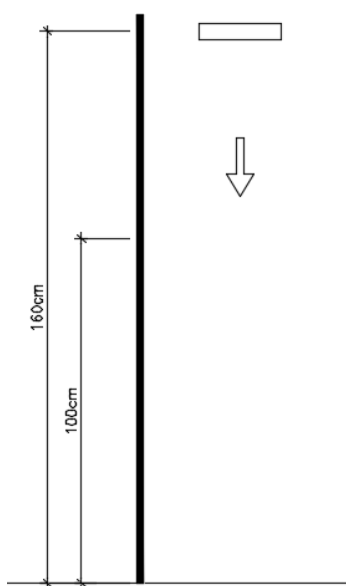


Figura 4.15 Carga de impacto – Peso em queda livre



Figura 4.16 Esfera metálica envolvida por saco de areia usada no ensaio de impacto

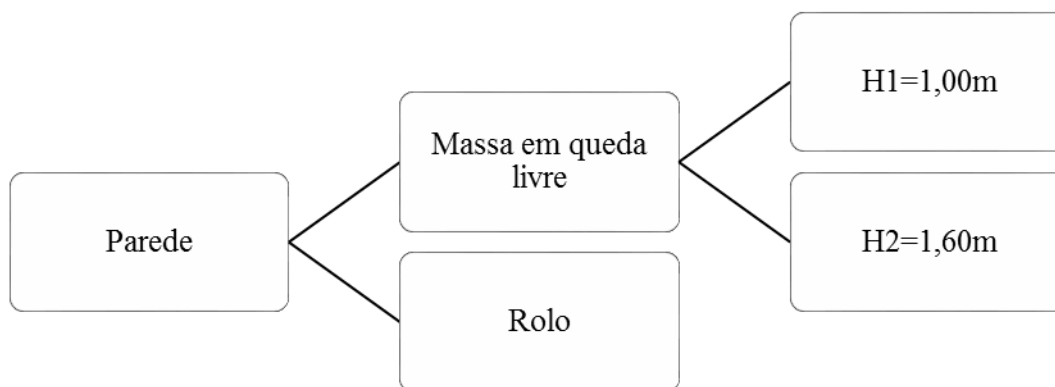


Figura 4.17 Resumo de todas as cargas aplicadas as paredes

Todas as cargas de excitação (Figura 4.17) foram analisadas de forma a se obter sua propagação ao longo de uma superfície e seu espectro. Para cada tipo de carregamento foram feitas 30 repetições, sendo os 10 ensaios com menor variabilidade em seus desvios padrão e coeficientes de variação considerados na análise. Com os resultados da análise dos 10 ensaios selecionados, foi possível identificar o ensaio que mais se aproximou dos valores obtidos pelas médias, tornando ele a carga de referência.

A propagação foi medida em quatro pontos espaçados a cada 50 cm ao longo de uma reta, sendo o primeiro ponto a 100 cm da origem do sinal, como indicado na Figura 4.18.

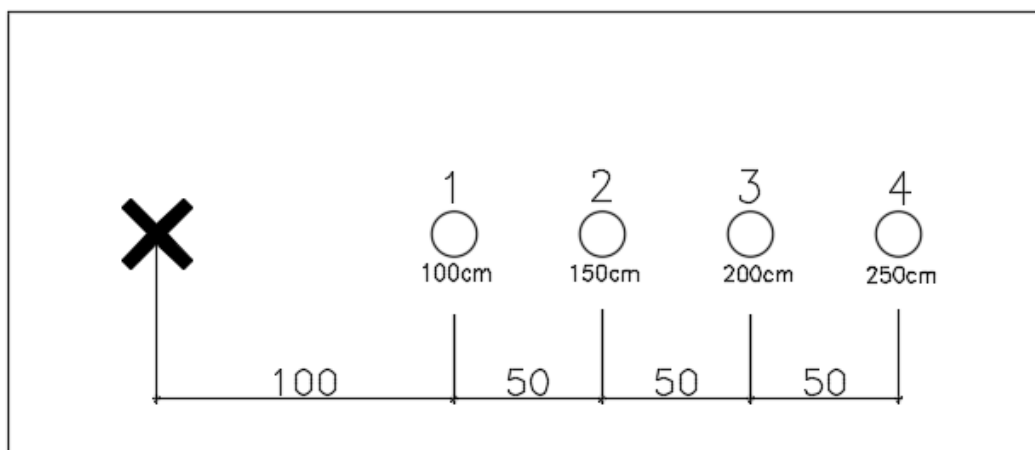


Figura 4.18 Posicionamento das medições da propagação de carga

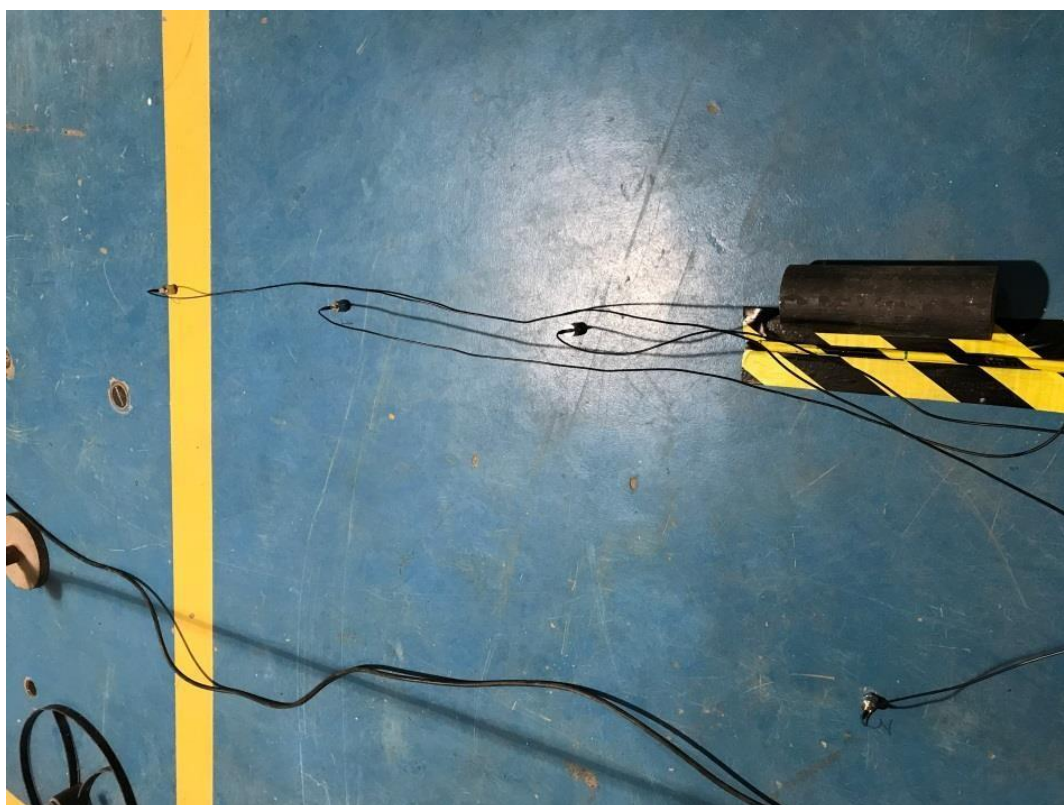


Figura 4.19 Rolo metálico com irregularidade e instrumentação dos pontos de medição das acelerações.

Em todas as análises o ponto a 100 cm da carga atingiu o limite do acelerômetro, tendo seu valor sido desprezado nas análises. Apresentam-se nas Tabela 4.3, Tabela 4.4 e Tabela 4.5 os valores obtidos para média, desvio-padrão e coeficiente de variação da aceleração medida nos pontos especificados na Figura 4.18. Observa-se um decréscimo apreciável das acelerações à medida que o sinal se propaga na laje, o que é esperado no caso de vibrações causadas por tráfego.

Tabela 4.3 Resumo dos valores de aceleração de referência para carga do rolo ( $\text{m/s}^2$ )

PONTOS	2	3	4
MÉDIA	29,863	17,229	14,262
DESVIO PADRÃO	6,59	4,28	3,79
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO	22%	25%	27%

Tabela 4.4 Resumo dos valores de aceleração referência para carga peso em queda livre com a altura  $h_1=1,00\text{m}$ . ( $\text{m/s}^2$ )

PONTOS	2	3	4
MÉDIA	28,923	17,756	14,865
DESVIO PADRÃO	5,07	3,85	3,38
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO	18%	22%	23%

Tabela 4.5 Resumo dos valores de aceleração referência para carga do peso em queda livre com a altura  $h_2=1,60\text{m}$ . ( $\text{m/s}^2$ )

PONTOS	2	3	4
MÉDIA	21,888	12,028	9,398
DESVIO PADRÃO	4,75	2,66	2,61
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO	22%	22%	28%

Apresentam-se nas Figuras 4.20 a 4.22, os espectros de frequência das três cargas a 150, 200 e 250 cm do ponto de aplicação, respectivamente, como ilustrado na Figura 4.18. Em todos os casos verifica-se que os picos ocorrem para frequências inferiores a 4 Hz. Para a carga móvel, os três maiores picos se encontram na vizinhança de 0,3 Hz (maior pico), 1,5 Hz e 2,5 Hz (menor pico), sendo as contribuições dos harmônicos superiores a 3 Hz desprezível. Além destes picos, nota-se um pico de baixa frequência em torno de 0,2 Hz. Para as duas cargas de impacto, os maiores picos se encontram na vizinhança de 2 Hz. Observam-se também as mudanças no sinal à medida que este se propaga ao longo da reta analisada. Em particular, pode-se observar o decréscimo na magnitude dos principais harmônicos em virtude do amortecimento da vibração ao se propagar na laje do laboratório, como esperado nas rodovias. Cabe ressaltar que cada modo tem seu próprio coeficiente de amortecimento e que o sinal varia no espaço e no tempo. Pode-se observar que uma expansão em séries de Fourier com poucos harmônicos pode descrever de forma razoável o carregamento dinâmico.

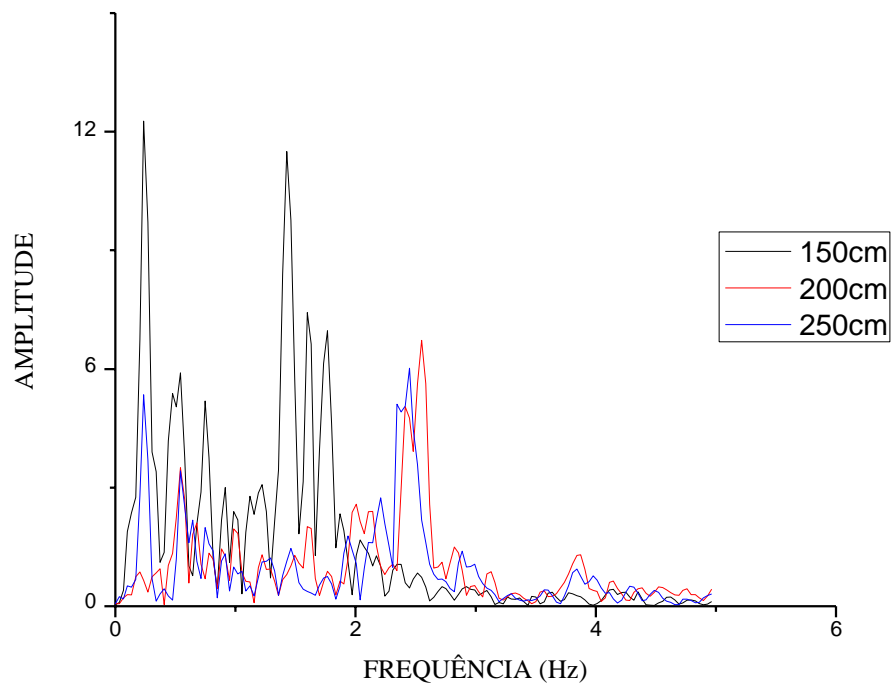


Figura 4.20 - Espectro da carga móvel com irregularidade

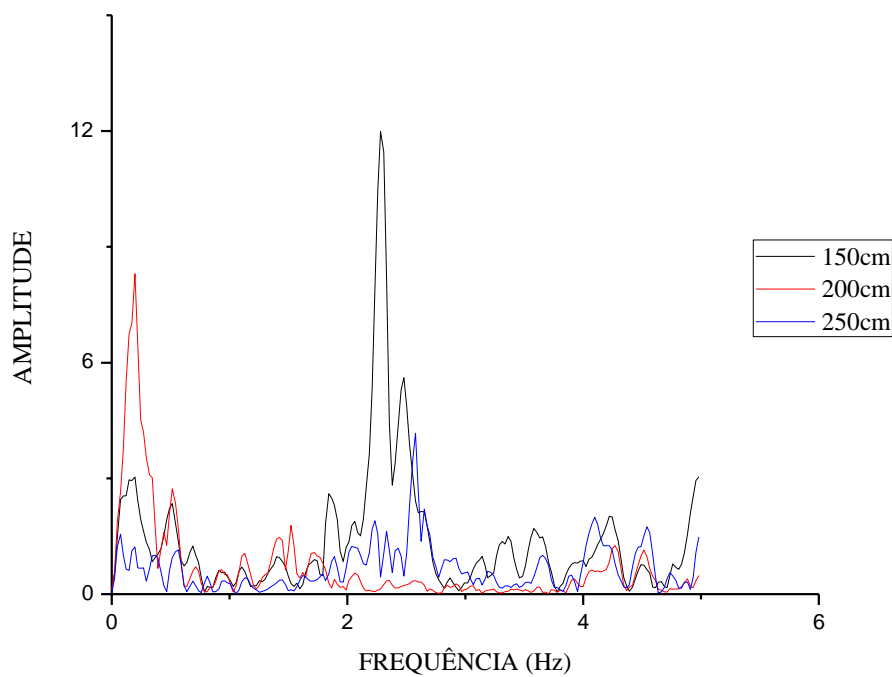


Figura 4.21 - Espectro da carga de impacto com a altura inicial  $h_1=1,00\text{m}$  em queda livre.

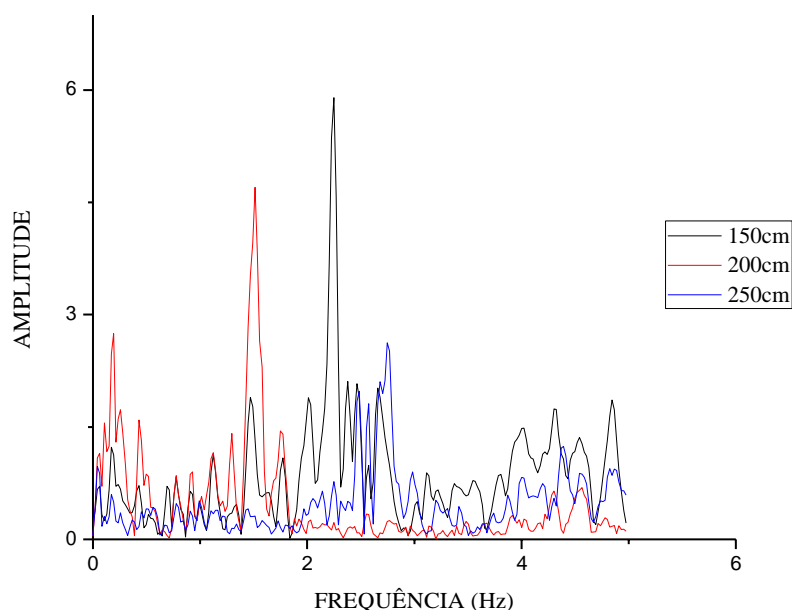


Figura 4.22 Espectro da carga de impacto com a altura inicial  $h_2=1,60\text{m}$  em queda livre.

Xu e Hong (2008) determinam as características dinâmicas de cinco veículos típicos: carro; mini ônibus; ônibus; caminhão e caminhão pesado. Este estudo diz respeito à vibração induzida pelo tráfego em um edifício na proximidade de uma estrada movimentada com várias pistas. A Tabela 4.6 apresenta o peso, a frequência e amortecimento característicos da massa suspensa de cada veículo. Segundo Al-Hunaidi et al. (1970), a maior parte da carga dinâmica do veículo sobre a pista é devido à massa suspensa do veículo que, para veículos comerciais se situa entre 1,5 e 3,5 Hz. Observa-se que as três cargas consideradas na presente análise experimental têm contribuições significativas nesta faixa de frequências, o que justifica seu uso na representação aproximada dos carregamentos devidos ao tráfego de veículos. A Figura 4.23 mostra um modelo típico de veículo, composto de um sistema massa-mola-amortecedor com 2GL, onde a massa superior corresponde à massa suspensa.

Tabela 4.6 Valores de referência para os limites de veículos pesados (adaptado de Xu e Hong, 2008).

	Peso (t)	$F_b$ (Hz)	$\xi_b$
Carro	2	1.5	0,05
Mini Ônibus	10	1.7	0,07
Ônibus	20	1.7	0,07
Caminhão	25	1.5	0,04
Caminhão Pesado	32	2.0	0,04

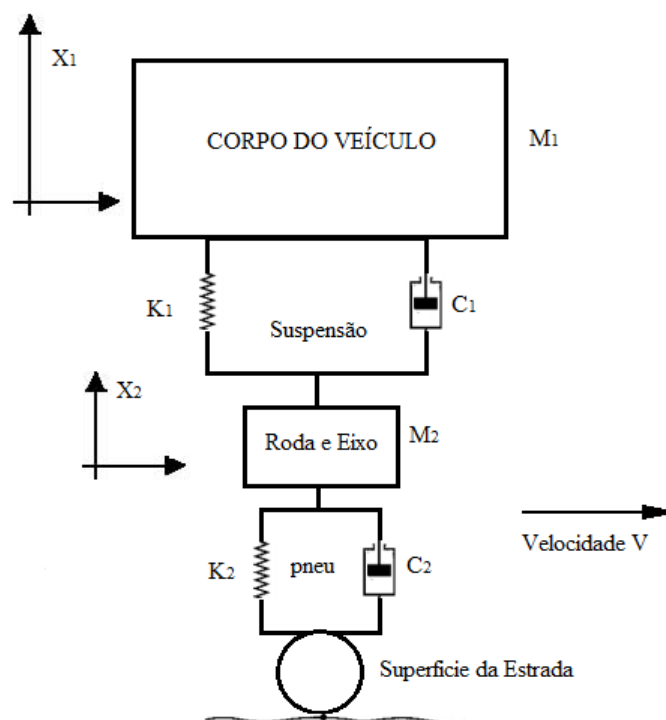


Figura 4.23 Modelo típico de veículo, composto de um sistema massa-mola-amortecedor com 2GL

Com base em registros de pesquisa de tráfego, pode-se destacar que as frequências dominantes obtidas na faixa de 1,5 Hz a 3,0 Hz quando comparadas com as frequências obtidas experimentalmente para o peso em queda livre a uma distância de 150 cm (primeiro valor instrumentado), obtêm-se uma frequência acima de 2 Hz, característica de um caminhão pesado. A análise da carga móvel se encaixa em uma faixa de veículo com um peso menor, como um ônibus ou um caminhão leve. Isso ocorre quando o rolo passa sobre uma irregularidade na superfície de contato, obtendo-se assim uma frequência de aproximadamente 1,7 Hz.

Para melhor compreensão das cargas dinâmicas e suas dissipações ao longo de uma superfície plana, integrou-se o sinal obtido pelos acelerômetros utilizado o programa OriginPro 8.0 (2017). As velocidades máximas de propagação da carga móvel, nos três pontos avaliados, são da ordem de grandeza de: 3,75 mm/s, 1,03 mm/s e 0,97mm/s, respectivamente, como ilustra a Figura 4.24 Velocidade de propagação da carga móvel. Nota-se que o sinal é rapidamente amortecido, atingindo valores muito baixos após 0,02 s. As velocidades máximas de propagação da carga de impacto com o peso a uma altura  $h_1=1,00$  m são da ordem de grandeza

de: 57,22 mm/s, 31,85 mm/s e 14,81 mm/s, respectivamente. A Figura 4.25 mostra a variação da velocidade no tempo para os três pontos analisados. Finalmente, as velocidades máximas da carga de impacto com o peso a uma altura  $h_2=1,60$  m são da ordem de grandeza de: 46,06 mm/s, 28,65 mm/s e 18,65 mm/s, respectivamente. A sua variação no tempo para os pontos analisados é apresentada na Figura 4.26.

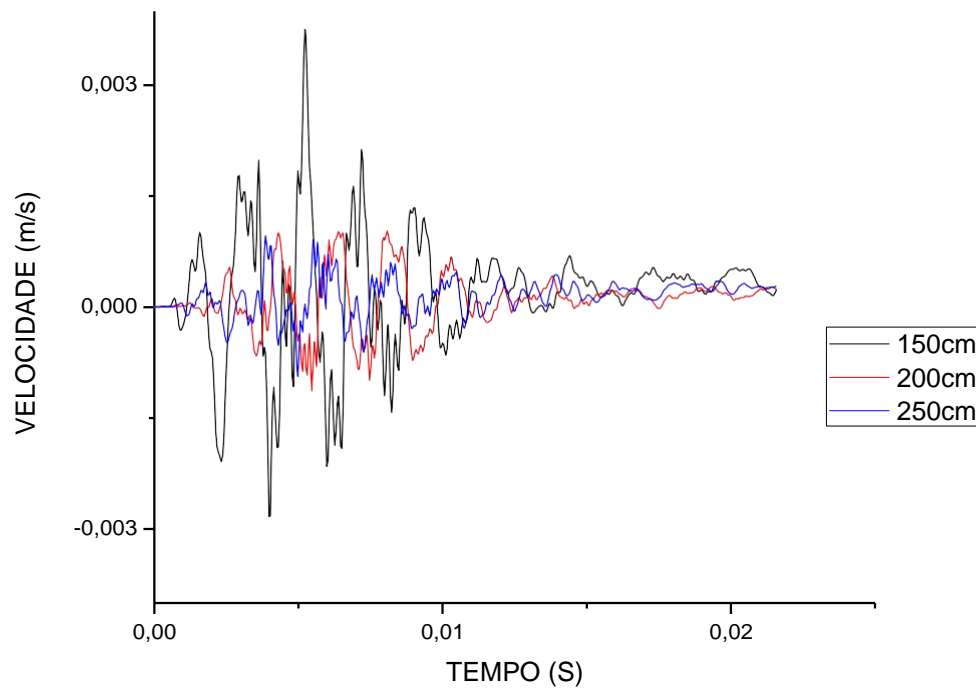


Figura 4.24 Velocidade de propagação da carga móvel



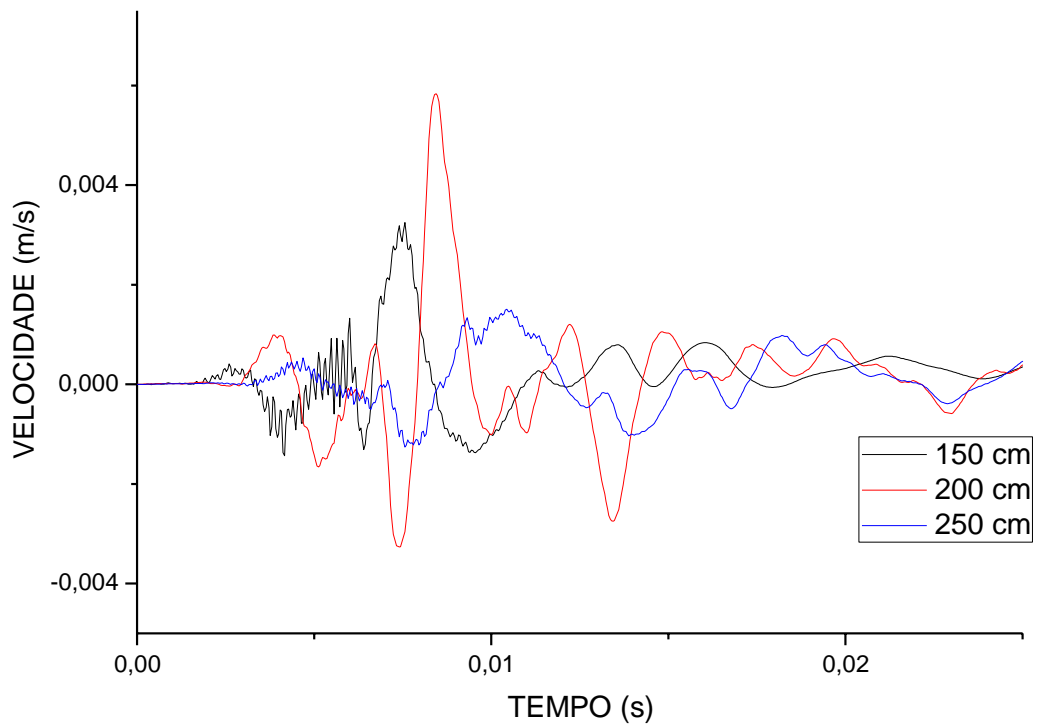


Figura 4.25 Velocidade de propagação da carga de impacto com a altura inicial  $h_1=1,00$  m em queda livre

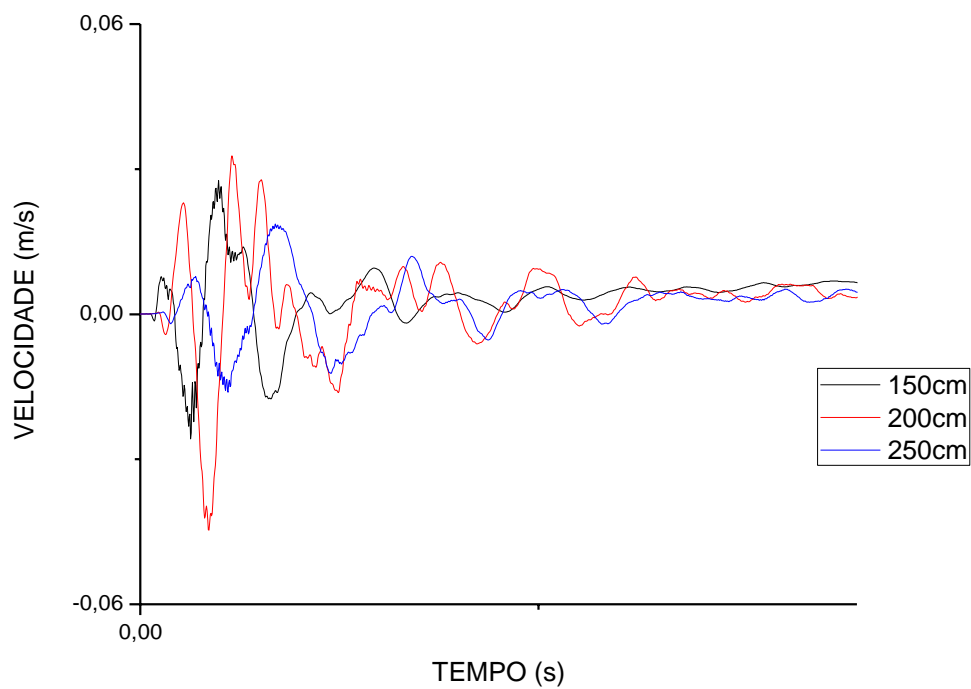


Figura 4.26 Velocidade de propagação da carga de impacto com a altura inicial  $h_2=1,60$  m em queda livre

Após todas as análises é possível classificar as cargas como indicado na Tabela 4.7, que apresenta as principais características dinâmicas das cargas.

Tabela 4.7 Classificação das cargas adotadas no modelo

Carga	Frequência (Hz)	Velocidade (mm/s)	Classificação
Carga móvel	1,6	3,75	Mini ônibus
Impacto H <sub>1</sub>	2,3	57,22	Caminhão Pesado
Impacto H <sub>2</sub>	2,4	46,06	Caminhão Pesado

## 5

### Medições e Contribuição Histórica

O objetivo deste capítulo é avaliar a influência das vibrações transmitidas através da base em duas paredes de alvenaria maciça e seus possíveis danos.

Na literatura, a análise é realizada por meio de medições experimentais, de uso de modelos computacionais e de modelos analíticos simplificados capazes de fornecer as frequências naturais e seus respectivos modos de vibrações. Em geral os valores experimentais são usados na calibragem de um modelo computacional. A calibração acontece através dos parâmetros de caracterização do material.

A análise modal descrita anteriormente vem sendo utilizada em diversas avaliações de obras existentes. Porém em obras históricas esse tipo de análise requer um conhecimento profundo dos materiais, das técnicas construtivas não convencionais, bem como das patologias inerentes a estas estruturas para que a calibração do modelo aconteça de forma correta, o que acaba por tornar a comparação uma etapa bastante complexa.

Um tipo de análise que vem sendo utilizada em diferentes países consiste em obter, através de uma análise experimental, uma avaliação do PPV. Tendo os valores das velocidades conhecidos, eles podem ser comparados a valores limites, determinados para diferentes tipos de construção, definidos por diferentes normas de projeto (Silva, 2000). O PPV é normalmente expresso em mm/s e é definido pela velocidade máxima de oscilação de um determinado ponto do corpo.

O valor da velocidade também pode ser definido a partir da medida de suas três componentes: longitudinal, transversal e vertical, e pode ser expresso através de: (JIMERO, 1995)

$$V_p = K (D/Q^{1/2})^{-b} \quad (5.1)$$

Onde: Q é carga máxima em kg;

D é a distância entre o ponto de medição e a fonte da carga em m;

K e b constantes definidas considerando o meio de propagação.

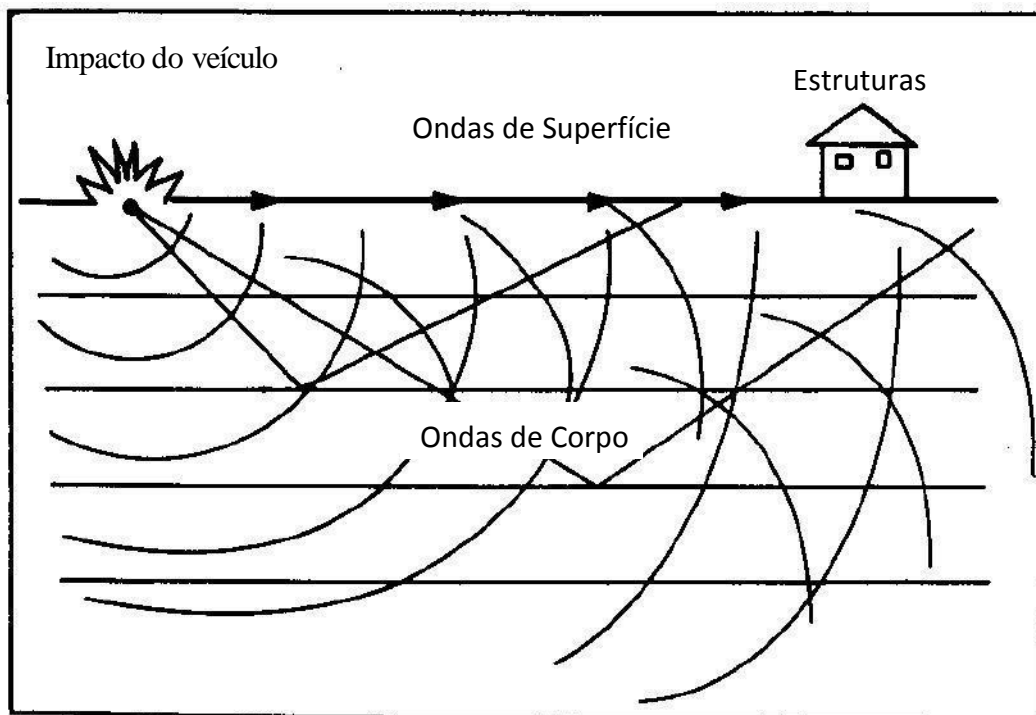


Figura 5.1 Propagação de ondas em um maciço rochoso. (adaptado de Barros et al. 1990).

## 5.1 Metodologia Adotada

Com o objetivo de avaliar o comportamento dinâmico das paredes, analisa-se a seguir suas respostas quando submetida às cargas indutoras apresentadas no item 4.5.

Para determinação das deformações modais de interesse da parede, foram instrumentados sete pontos distribuídos como indicado na Figura 5.2. A fim de conhecer melhor a propagação do sinal ao longo das paredes, as cargas foram aplicadas sempre alinhadas ao meio da parede no sentido longitudinal e em duas posições diferentes. No primeiro caso, a aplicação da carga foi feita na laje de base da parede. No segundo, foi aplicada na laje do laboratório, onde a parede foi construída.

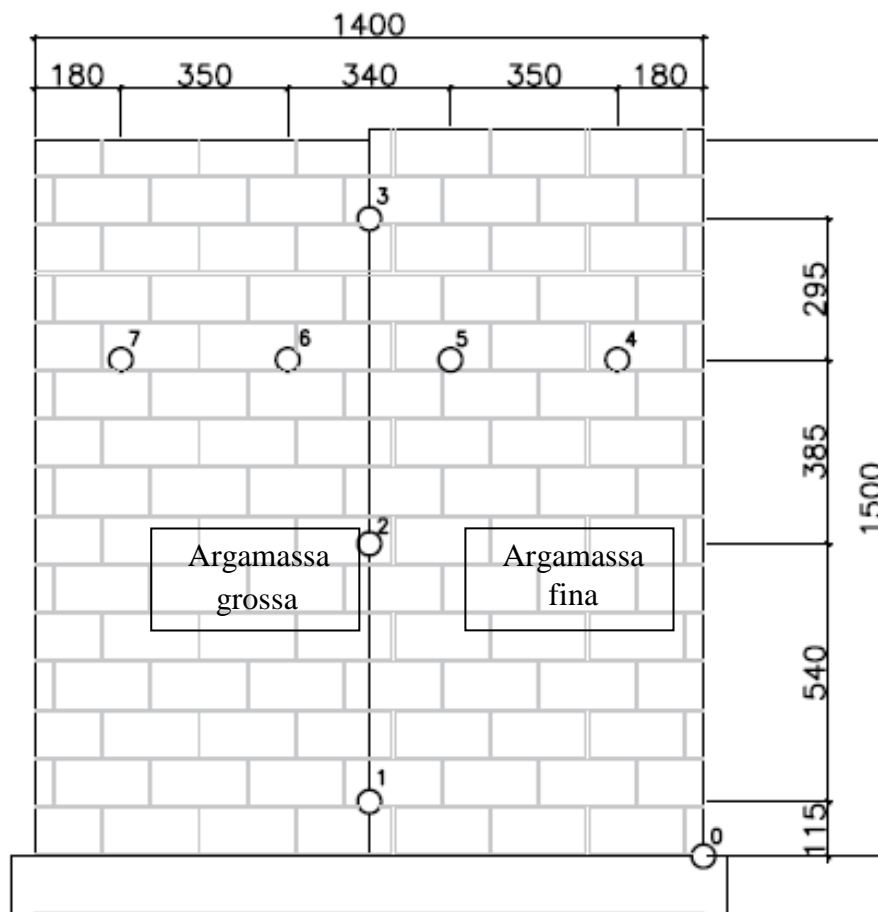


Figura 5.2 Posicionamento dos acelerômetros – Dimensões em milímetro.

As medições nas paredes foram determinadas em duas etapas devido à pequena quantidade de acelerômetros disponível no LEM, sendo limitada a quatro pontos por etapa. Inicialmente estudou-se a variação na direção vertical, os pontos 1, 2 e 3, como também no ponto 0 fora da parede. Na segunda etapa estudou-se a variação na direção horizontal nos pontos 4, 5, 6 e 7 a uma altura  $h=1040\text{mm}$ .

## 5.2

### Parede 1

Apresentam-se a seguir todos os resultados representativos obtidos para os três diferentes tipos de carregamento: carga móvel, peso em queda livre a 1,00 m; e peso em queda livre a 1,60 m, respectivamente, em termos de aceleração; velocidade e deslocamento. É válido lembrar que a parede 1 está apoiada diretamente em uma laje de concreto, que repousa sobre uma manta de neoprene, estando o conjunto apoiado na laje do laboratório.

### 5.2.1 Carga móvel

As Tabelas 5.1 e 5.2 mostram os resultados obtidos para média, desvio padrão e o coeficiente de variação da aceleração nos oito pontos analisados para a carga aplicada, respectivamente, na base da parede e na laje do laboratório. Como especificado anteriormente, cada ensaio foi repetido 30 vezes, sendo utilizados os dez resultados que mostraram o menor coeficiente de variação. Verifica-se que as acelerações para a carga aplicada na laje do laboratório nos pontos de 1 a 7 são significativamente menores que aquelas obtidas para a carga aplicada na base da parede. Quando a carga é aplicada na laje do laboratório a onda se propaga inicialmente pela laje, e depois pela base da parede composta pela manta de neoprene, que serve como isolante e pela própria laje. Por outro lado, quando a carga é aplicada na base de concreto, ao pé da parede (Figura 5.3) as ondas de superfície atingem diretamente a parede se propagando com maior amplitude. Como as vibrações devidas ao tráfego são ocasionadas principalmente por ondas de superfície tipo Rayleigh, a existência de dispositivos de isolamento de vibrações que impeçam sua propagação ou diminuam sua magnitude têm um efeito benéfico sobre a estrutura. Cabe destacar que os valores obtidos para o coeficiente de variação, relativamente elevados, são característicos de cargas móveis, onde se tem um elevado nível de incertezas.



Figura 5.3 Carga móvel com irregularidade na base da parede.

Tabela 5.1 - Distribuição das acelerações em  $\text{m/s}^2$  na Parede 1 – carga aplicada na base da parede – carga móvel.

Posição	0	1	2	3	4	5	6	7
Média Aceleração	60,330	36,352	43,519	28,136	33,667	34,892	36,401	58,778
Desvio Padrão	4,53	8,34	6,34	3,70	6,04	4,64	6,74	6,82
Coefficiente de Variação	8%	23%	18%	13%	18%	13%	19%	12%

Tabela 5.2 - Distribuição das acelerações em  $\text{m/s}^2$  na Parede 1 – carga aplicada na laje do laboratório – carga móvel.

Posição	0	1	2	3	4	5	6	7
Média Aceleração	15,245	20,419	26,960	13,817	22,030	30,773	20,990	17,207
Desvio Padrão	2,50	2,68	4,09	1,72	3,89	5,12	3,83	3,18
Coefficiente de Variação	16%	13%	15%	12%	18%	17%	18%	18%

Apresentam-se, a seguir, nas Figuras 5.4, 5.5 e 5.6, os resultados com as acelerações [ $\text{m/s}^2$ ], as velocidades [ $\text{mm/s}$ ] e os deslocamentos [ $\text{mm}$ ] máximos, ao longo da parede, obtidos a partir das respostas no tempo apresentadas no Anexo I.

Para a carga móvel, os resultados foram determinados a partir do ensaio nº 20, para os pontos verticais (1-3), e do ensaio nº 22, para os pontos horizontais (4-7), para a carga aplicada na base parede. Para a carga aplicada na laje do laboratório, foi selecionado o ensaio nº 25 para os pontos verticais, e ensaio nº 2 para os pontos horizontais.

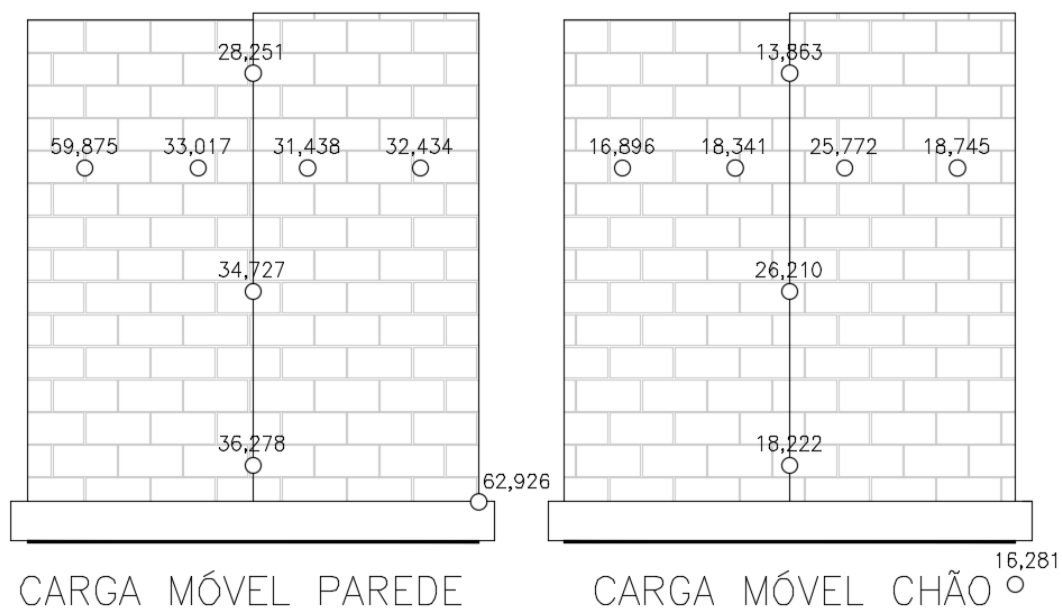


Figura 5.4 - Distribuição das acelerações máximas ao longo da parede 1 [m/s²].

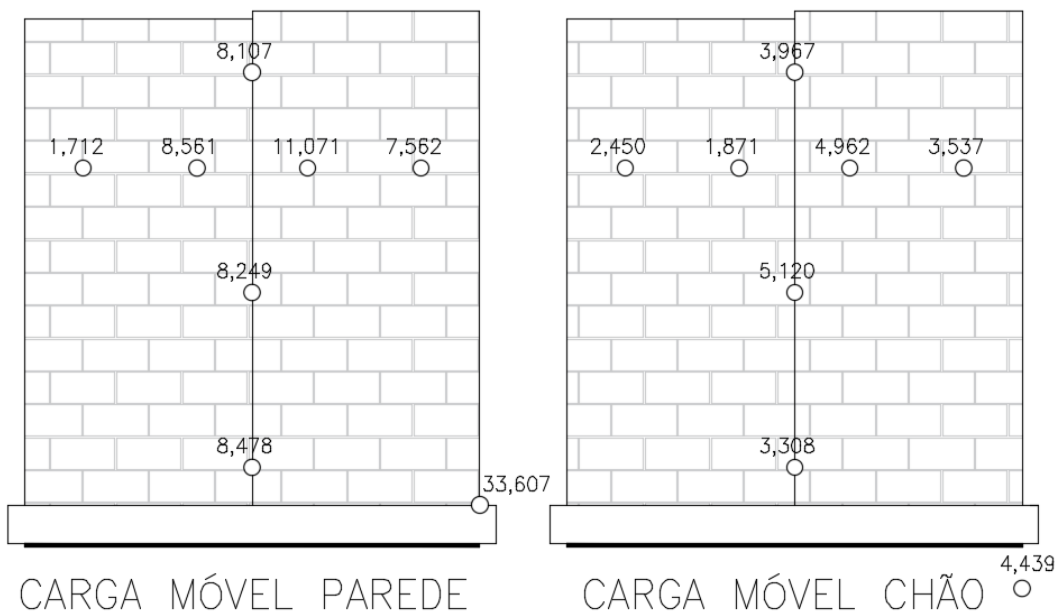


Figura 5.5 - Distribuição das velocidades máximas ao longo da parede 1 [mm/s].



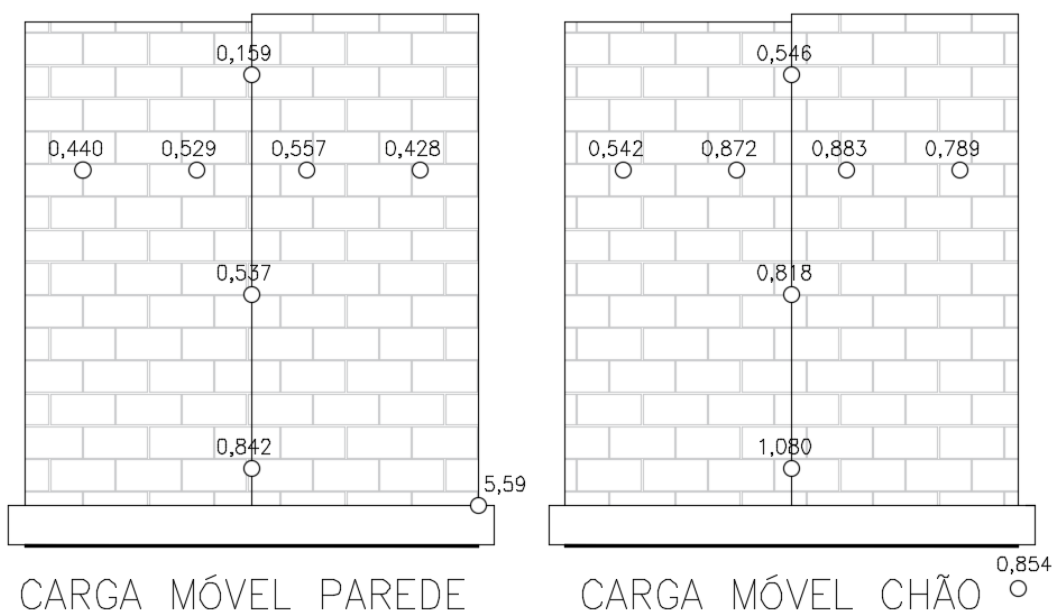


Figura 5.6 - Distribuição dos deslocamentos máximos ao longo da parede 1 [mm].

Percebe-se claramente a propagação dos deslocamentos ao longo da parede, que mostra maior intensidade quando a carga é aplicada na base da parede. Porém, o comportamento da propagação nas duas simulações apresenta o mesmo aspecto, com um valor maior na base, e que, gradativamente, diminui na direção vertical até o topo da parede. A propagação na direção horizontal indicou pouca diferença entre as variações de espessura de argamassa existentes na parede. Entretanto, o lado com menor espessura de argamassa apontou para um deslocamento um pouco maior. Em todos os casos, os deslocamentos decrescem do meio para o extremo da parede.

Com base nos critérios de análise de segurança da estrutura, são comparados os valores obtidos para as velocidades de pico. Quando a carga é aplicada na base da parede, os resultados são, aproximadamente, duas vezes maiores que aqueles obtidos com a carga móvel na laje do laboratório.

Pode-se observar que não há uma grande variação da velocidade ao longo de sua altura. Porém as duas cargas originam valores maiores que o limite definido pela norma DIN 4150 (1999). A norma alemã DIN 4150 limita a velocidade a 3 mm/s na base, e 8 mm/s no topo. Esta norma é aqui adotada pelo fato da não existência de normas brasileiras sobre este assunto.

Os valores obtidos nesta parede são de, aproximadamente, 3,967 mm/s para a carga na laje do laboratório e, para a carga aplicada na base da parede, o valor encontrado foi de 8,107 mm/s.

Analisando os valores identificados, considera-se que a carga aplicada na laje do laboratório apresenta uma situação de segurança aceitável para a parede, devido à proximidade existente entre o limite da norma e o valor máximo obtido. Para a carga aplicada na base da parede, a velocidade máxima é bem superior ao limite da norma.

Pode ser verificado que a propagação da velocidade na direção horizontal I, para ambas as cargas, teve uma maior sensibilidade no lado da parede com espessura mínima da argamassa.

Além da análise que destaca os picos de aceleração, velocidade e deslocamento, é possível analisar os espectros de potência da resposta em cada ponto, apresentados a seguir nas Figuras 5.7 e 5.8.

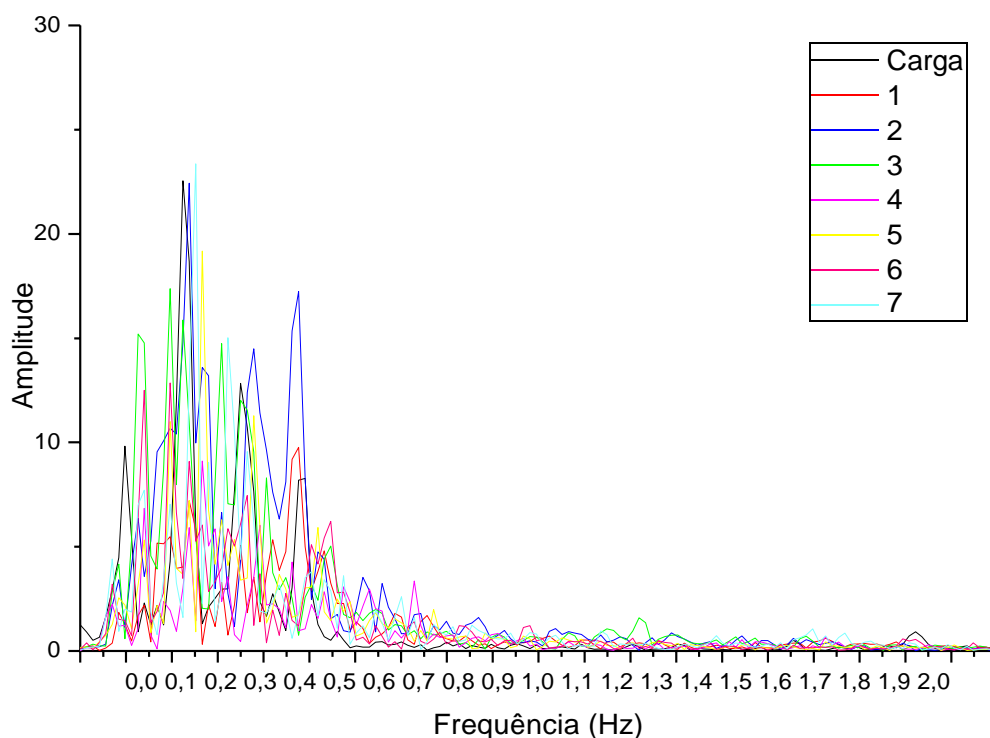


Figura 5.7 - Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 1- carga móvel na base da parede.

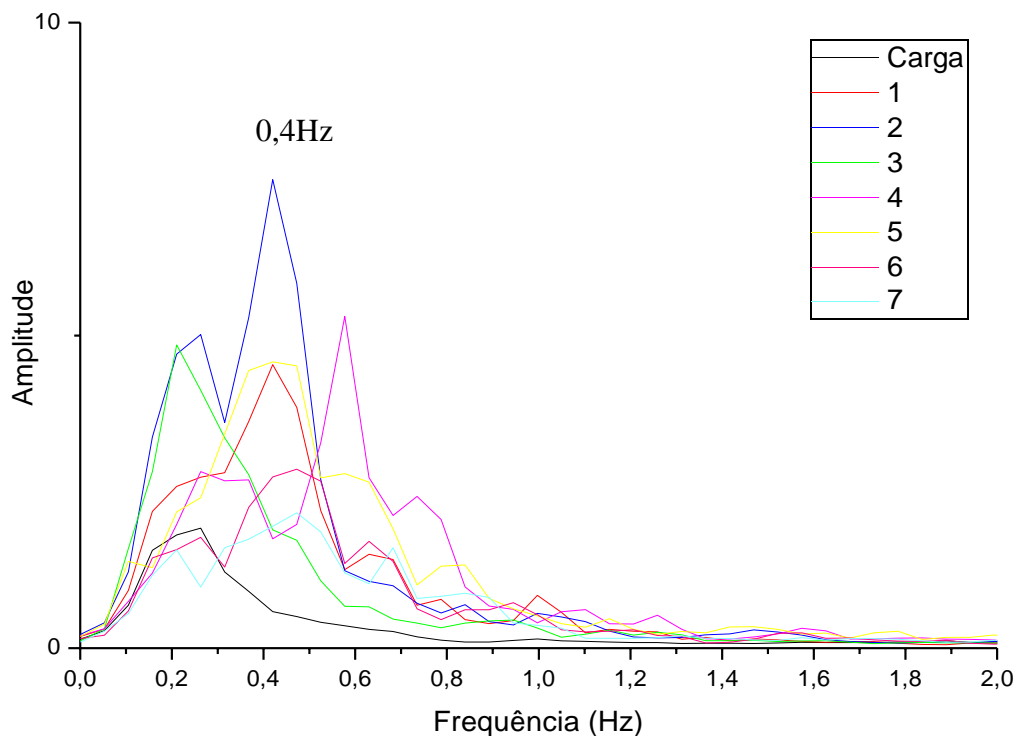


Figura 5.8 Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 1- carga móvel na laje do laboratório.

Identifica-se uma faixa de frequência crítica, onde ocorrem os modos de vibração. Quando a carga é aplicada na base da parede, observam-se diversos picos no intervalo de 0 – 0,6 Hz, ou seja, dentro desta faixa de frequência ocorrem os primeiros modos de vibração da parede, sendo estes excitados por uma força similar à aplicada na base da parede.

Quando se analisa carga aplicada à laje do laboratório, observa-se que os picos foram suavizados. Quando se comparam as duas cargas, verifica-se que a carga aplicada na base da parede gera picos três vezes superiores a aqueles ocasionados pela carga na laje, estando os picos distribuídos na faixa de 0 – 1,0 Hz.

## 5.2.2

### Carga com peso em queda livre a 1,00 m

Para o peso em queda livre a uma altura de 1,00 m, as Tabelas 5.3 e 5.4 apresentam os resultados obtidos para a média, desvio padrão e coeficiente de variação da aceleração, utilizando os dez resultados que apresentaram o menor coeficiente de variação. Neste caso, observa-se que os valores encontrados são inferiores àqueles apresentados nas Tabelas 5.1 e 5.2. Isto se deve à duração do

carregamento, que, como comentado no capítulo anterior, tem grande influência na resposta da estrutura. Enquanto a carga móvel pode ser caracterizada como um carregamento de longa duração, a carga de impacto, apesar de transmitir mais energia no ponto de aplicação, se constitui em uma carga de curta duração (pulso). Apresenta-se, a seguir, nas Figuras 5.9 a 5.11, os resultados com as acelerações [m/s<sup>2</sup>], as velocidades [mm/s] e os deslocamentos [mm] ao longo da parede. Os resultados apresentados foram determinados a partir do ensaio nº 24 para os pontos verticais, e do ensaio nº 1 para os pontos horizontais, para a carga aplicada na base da parede e, para a carga aplicada na laje do laboratório, foi selecionado o ensaio nº 15 para os pontos verticais e o ensaio nº 25 para os pontos horizontais.

Tabela 5.3 Distribuição das acelerações em m/s<sup>2</sup> na Parede 1 – carga aplicada na base da parede - peso em queda livre  $h_1=1,00$  m.

Posição	Carga	1	2	3	4	5	6	7
Média Aceleração	45,753	34,281	15,126	9,152	12,276	12,870	9,195	7,462
Desvio Padrão	7,38	7,18	3,37	2,14	1,99	3,35	2,53	1,41
Coefficiente de Variação	16%	21%	22%	23%	16%	26%	27%	19%

Tabela 5.4 Distribuição das acelerações em m/s<sup>2</sup> na Parede 1 – carga aplicada na laje do laboratório – peso em queda livre  $h_2=1,00$  m.

Posição	Carga	1	2	3	4	5	6	7
Média Aceleração	16,267	3,788	3,116	2,200	2,097	2,410	1,908	1,793
Desvio Padrão	2,69	1,10	0,59	0,36	0,29	0,38	0,42	0,30
Coefficiente de Variação	17%	29%	19%	16%	14%	16%	22%	17%

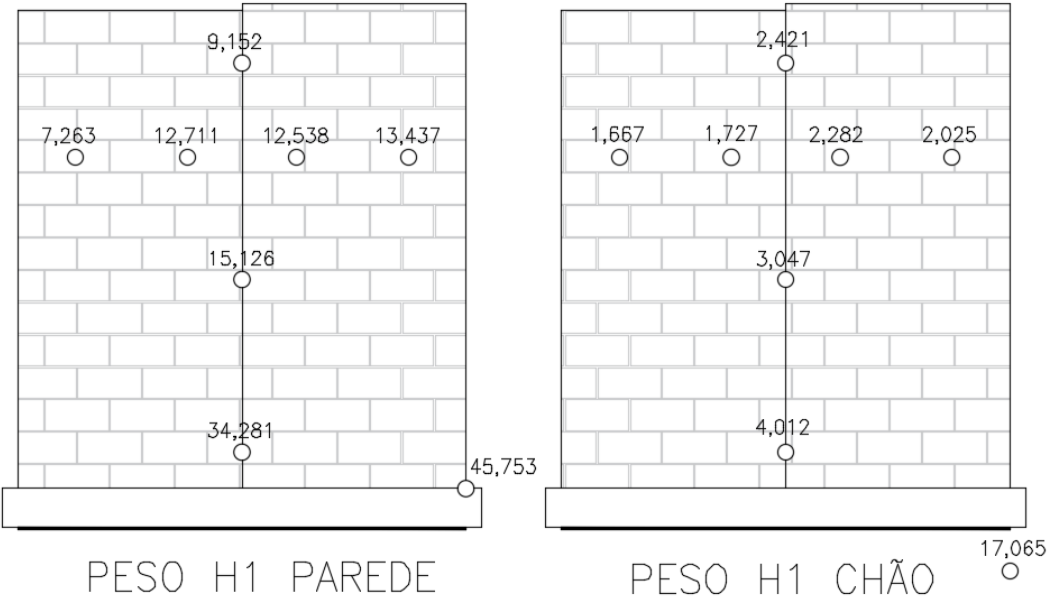


Figura 5.9 Propagação da aceleração ao longo da parede 1 [m/s²].

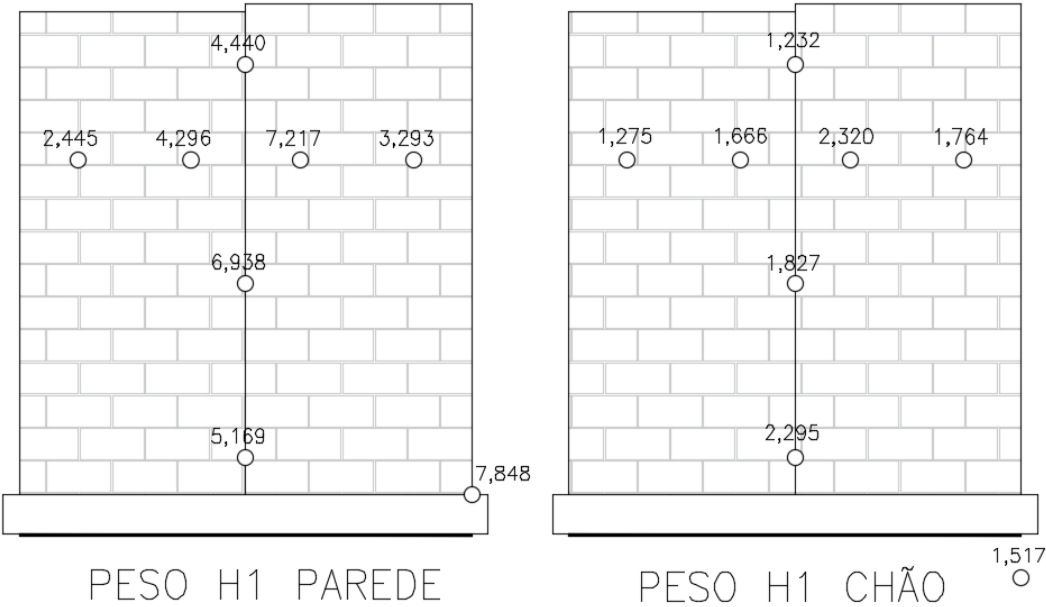


Figura 5.10 Propagação da velocidade ao longo da parede 1 [mm/s].

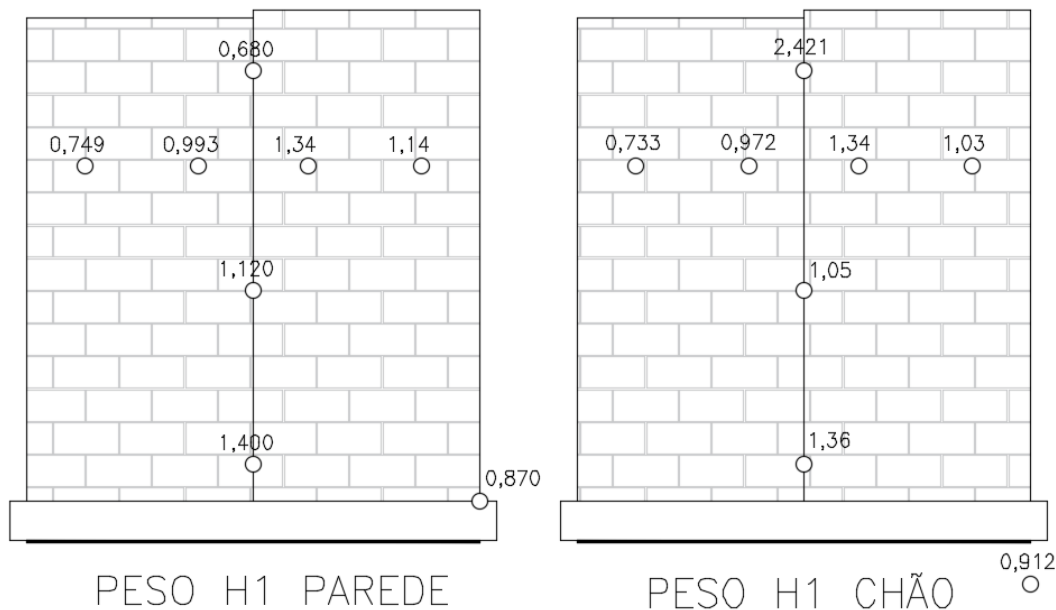


Figura 5.11 Propagação do deslocamento ao longo da parede 1 [mm].

A propagação da aceleração e velocidade adquiriu maior intensidade, quando a carga foi aplicada na base da parede, evidenciando a importância do isolamento causado pela manta e pela base da parede. Deve-se também considerar a variação da distância das duas fontes à parede. Por exemplo, no topo da parede (ponto 3) há uma redução de 73,5% na aceleração e de 72,2 % na velocidade, sendo de, aproximadamente, 4,440 mm/s, quando a carga é aplicada na base, e de 1,232 mm/s para a carga na laje do laboratório. Em todos os casos os valores decrescem da base para o topo, ultrapassando no primeiro caso o limite de 3 mm/s segundo a norma alemã DIN 4150. Para o impacto aplicado na laje do laboratório a velocidade não ultrapassou em nenhum ponto este limite. Os deslocamentos apresentam valores com a mesma ordem de grandeza em ambos os casos.

No sentido horizontal, evidencia-se que ambas as cargas apresentam comportamento similar. Os maiores valores ocorrem no meio da parede, com maior deslocamento no lado com a menor espessura de argamassa, apontando para uma maior sensibilidade ao movimento.

As Figuras 5.12 e 5.13 mostram para os dois locais de aplicação de carga, o espectro de potências da resposta no tempo, sendo alguns picos destacados na Figura 5.12. Nota-se neste caso que a carga excita um número maior de modos com os picos situados em uma faixa de 0–2 Hz. Ao comparar as duas cargas, verifica-se um comportamento equivalente ao descrito anteriormente, em que a carga aplicada

à parede apresenta uma amplitude até três vezes maior que a carga aplicada na laje do laboratório. Destacam-se nas duas figuras o pico em aproximadamente 1,6 Hz relativo ao sinal da carga.

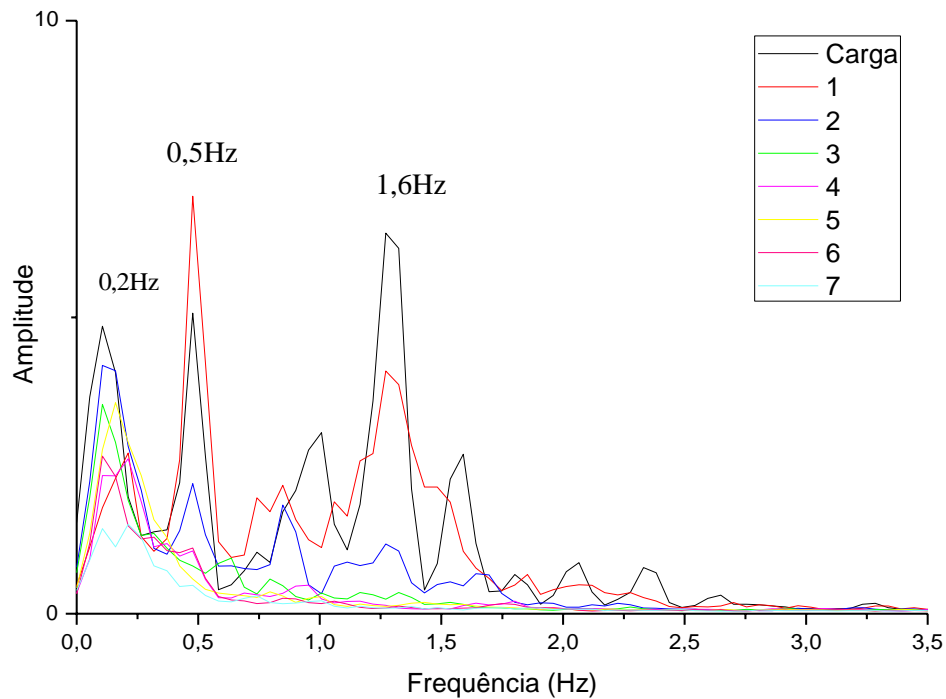


Figura 5.12 Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 1- peso em queda livre com altura de 1,00 m - carga na base da parede.

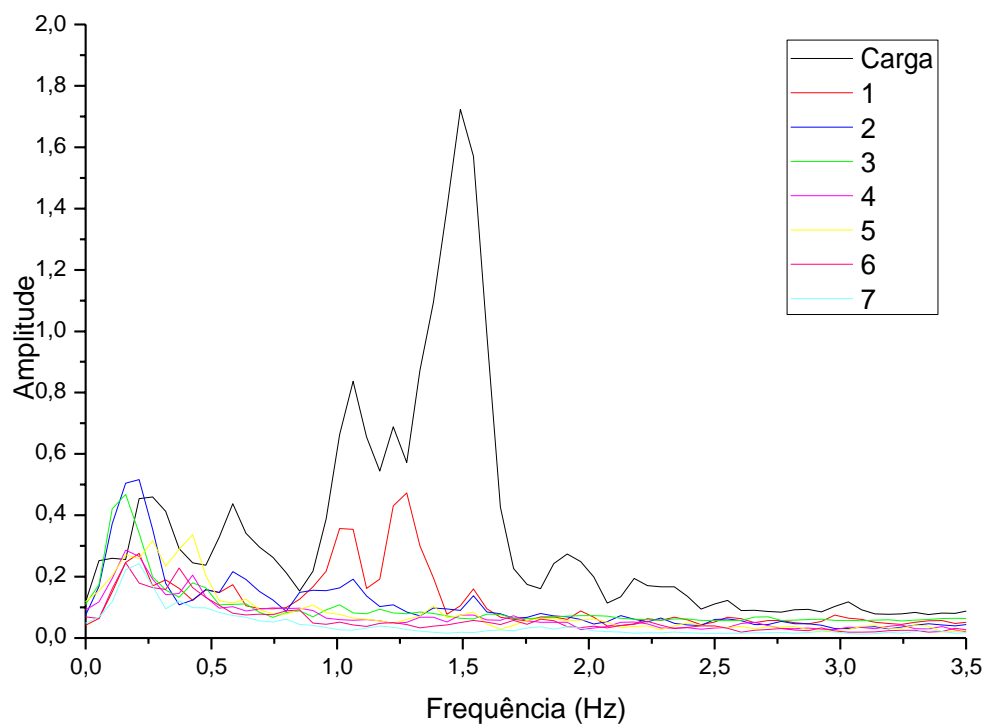


Figura 5.13 Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 1- peso em queda livre com altura de 1,00 m - carga na laje do laboratório.

### 5.2.3

#### Carga com peso em queda livre a 1,60 m

Nas Tabelas 5.5 e 5.6 são apresentados os resultados obtidos para a média, desvio padrão e coeficiente de variação da aceleração para o peso em queda livre a uma altura inicial de 1,60 m, utilizando apenas os dez resultados que apresentaram o menor coeficiente de variação. Observa-se, comparando-se os resultados com aqueles apresentados nas Tabelas 5.3 e 5.4, um aumento nos valores da aceleração em virtude do aumento da altura inicial, o que leva a um aumento da energia transmitida durante o impacto que é diretamente proporcional à altura. A diferença é superior à variação da altura  $h$ , pois o impacto gera maiores deformações e maior tempo de contato. Entretanto os resultados continuam inferiores a aqueles medidos para a carga móvel, como ilustra a Tabela 5.7, onde são comparadas as acelerações médias nos sete pontos da parede considerando os três carregamentos. Ao longo da vertical (pontos 1-3) o aumento é de aproximadamente 170%.

Tabela 5.5 - Distribuição das acelerações em  $m/s^2$  na Parede 1 – carga aplicada na base da parede - peso em queda livre  $h_2=1,60$  m - parede1

Posição	Carga	1	2	3	4	5	6	7
Média Aceleração	46,707	38,202	16,996	8,067	20,100	23,315	14,133	12,354
Desvio Padrão	6,98	9,43	2,73	1,84	2,31	1,94	2,21	2,49
Coeficiente de Variação	15%	25%	16%	23%	11%	8%	16%	20%

Tabela 5.6 - Distribuição das acelerações em  $m/s^2$  na Parede 1 – carga aplicada na laje do laboratório – peso em queda livre  $h_2=1,60$  m

Posição	Carga	1	2	3	4	5	6	7
Média Aceleração	27,987	10,368	8,729	5,521	10,496	16,394	9,199	11,020
Desvio Padrão	7,84	1,41	1,58	0,97	3,25	4,67	1,66	1,83
Coeficiente de Variação	28%	14%	18%	18%	31%	28%	18%	17%

Tabela 5.7 Tabela de comparação das médias das acelerações para carga na laje nos sete pontos monitorados.

Posição	1	2	3	4	5	6	7
1,6m	10,368	8,729	5,521	10,496	16,394	9,199	11,020
1,0m	3,788	3,116	2,2	2,097	2,41	1,908	1,793
Móvel	20,419	26,96	13,817	22,03	30,773	20,99	17,207



Apresentam-se, a seguir, nas Figuras 5.14 a 5.16, os resultados com as acelerações [m/s<sup>2</sup>], as velocidades [mm/s] e os deslocamentos [mm], ao longo da parede. Os resultados apresentados foram determinados a partir do ensaio nº 19 para os pontos verticais (1-3), e do ensaio nº 1 para os pontos horizontais (4-7), para a carga aplicada na base da parede. Para a carga aplicada na laje do laboratório, foi selecionado o ensaio nº 6 para os pontos verticais, e o ensaio nº 12 para os pontos horizontais. Todas as respostas ao longo do tempo encontram-se no Anexo I.

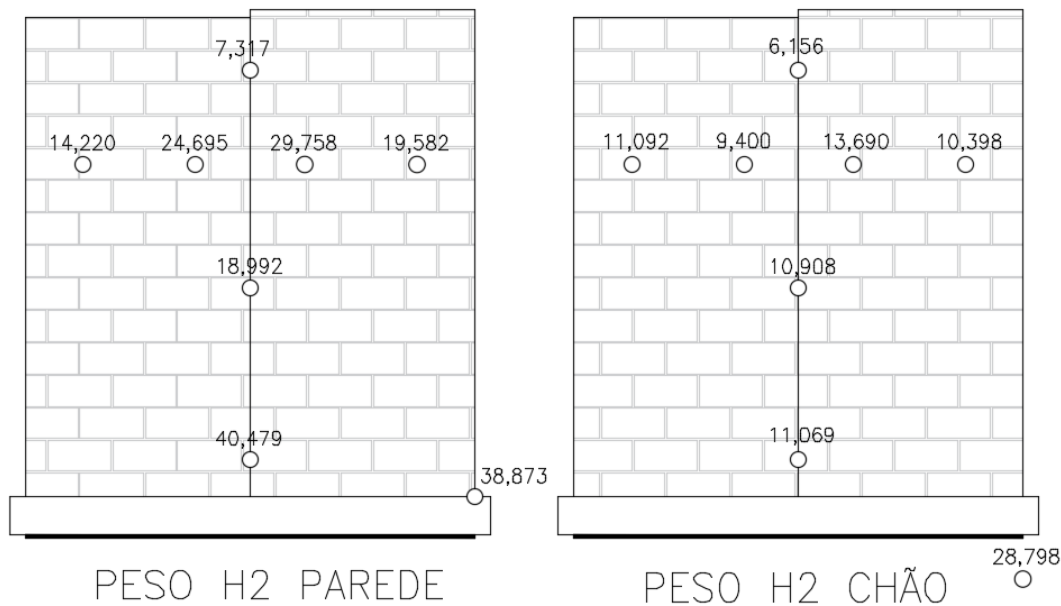


Figura 5.14 Propagação da aceleração ao longo da parede 1 [m/s<sup>2</sup>]

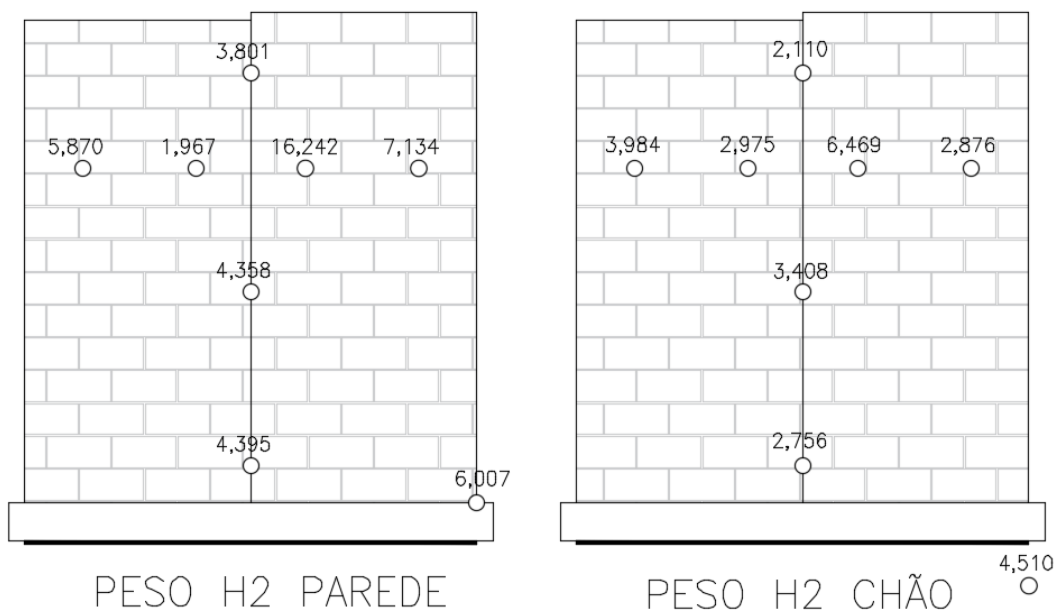


Figura 5.15 Propagação da velocidade ao longo da parede 1 [mm/s]

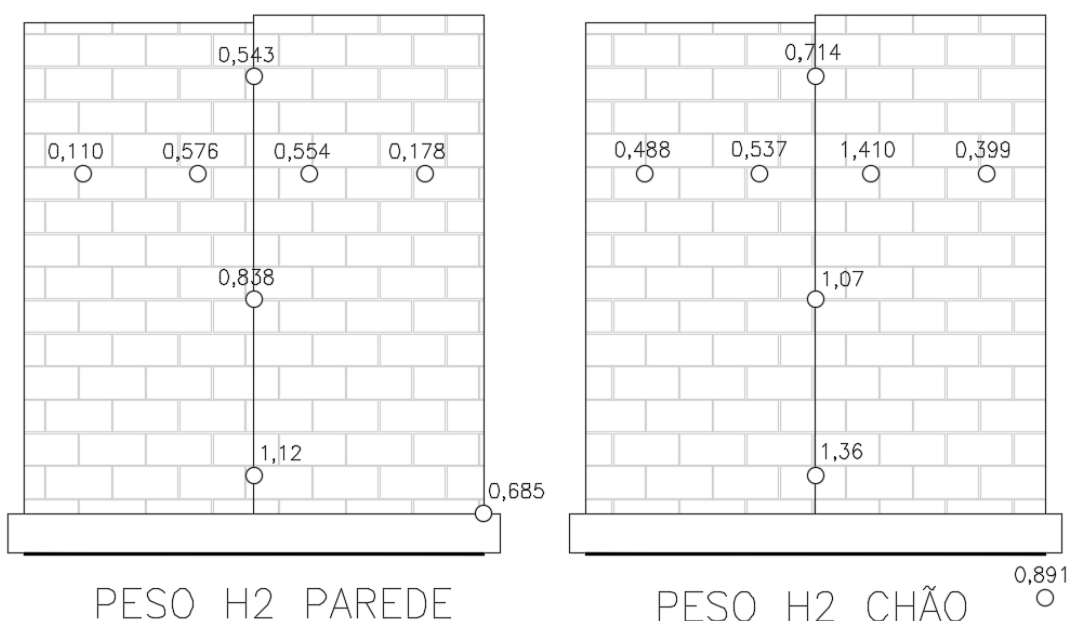


Figura 5.16 Propagação do deslocamento ao longo da parede 1 [mm]

Para a carga aplicada na base da parede, a velocidade máxima ultrapassou em todos os pontos o valor de 3 mm/s, limite definido pela norma alemã DIN 7825. Mesmo para a carga aplicada na laje do laboratório, este limite foi ultrapassado em três dos pontos monitorados.

Além da análise de PPV, que destaca os picos de aceleração, velocidade e deslocamento, é possível analisar os espectros da carga nas Figuras 5.17 e 5.18. Nota-se, como no caso anterior, que a carga excita um grande número de modos com os picos situados em uma faixa 0 – 2 Hz, sendo que, para a carga aplicada na laje do laboratório, os picos principais encontram-se na faixa de 0-0,5 Hz. Ao comparar as duas cargas, verifica-se um comportamento equivalente ao descrito anteriormente, em que a carga aplicada à parede leva a acelerações bem maiores que a carga aplicada na laje do laboratório. Nas duas figuras, o acelerograma da carga apresenta dois picos principais. Para a carga aplicada na base da parede estes picos encontram-se em torno de 0,5Hz e 1,1Hz. No segundo caso, estes picos se encontram em aproximadamente 0,4 Hz e 1,6Hz.

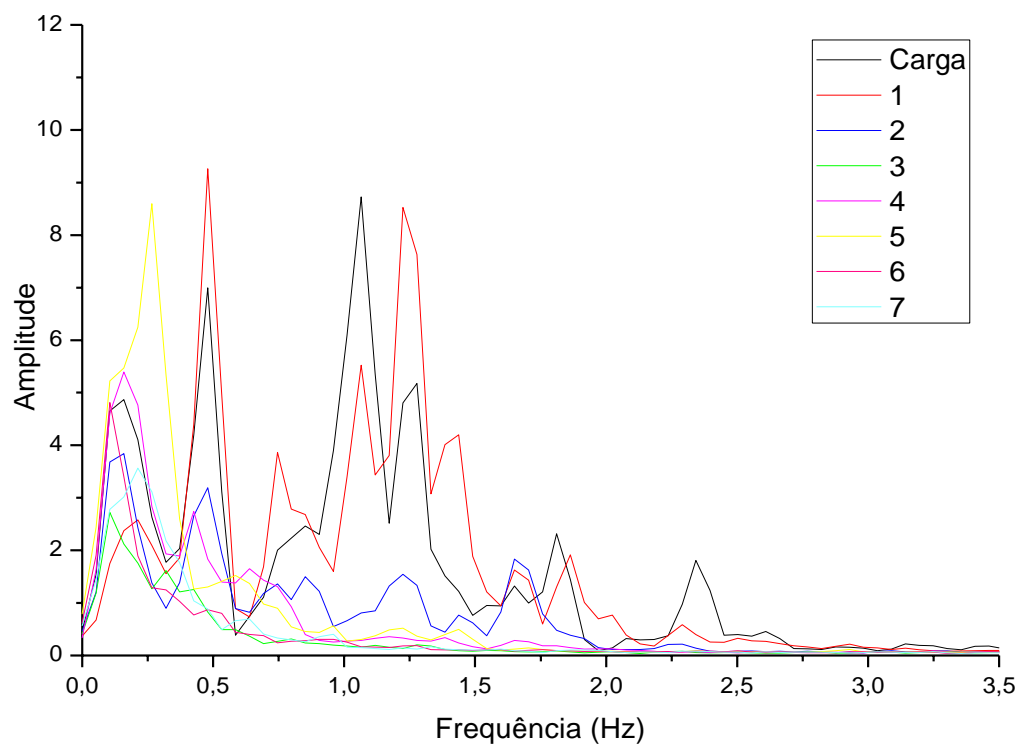


Figura 5.17 - Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 1- peso em queda livre com altura de 1,60 m - carga na base da parede.

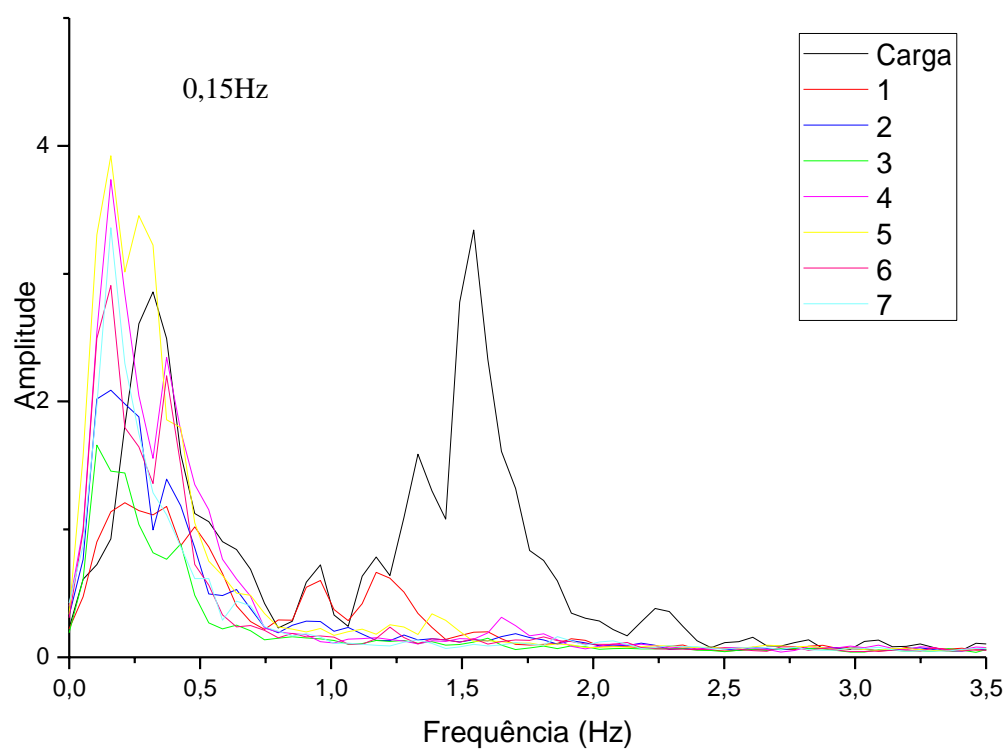


Figura 5.18 - Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 1- peso em queda livre com altura de 1,60 m - carga na laje do laboratório.

As Tabelas 5.8 e 5.9, a seguir, apresentam a comparação das velocidades médias para a aplicação da carga na base da parede e na laje, respectivamente, nos sete pontos monitorados. Observa-se que a velocidade máxima só não ultrapassou o limite de 3mm/s no ponto 7 para a carga de impacto com altura inicial de 1,0m. No ponto 5, para a carga de impacto com altura inicial de 1,6m, a velocidade atingiu um valor de 16,242mm/s, ou seja 5,4 vezes o limite recomendado. Já para a carga aplicada na laje do laboratório, este limite foi ultrapassado em oito pontos. As Figuras de 5.19 a 5.21 comparam os espectros de potência da aceleração para respectivamente a base, um ponto intermediário e o topo da parede, considerando os seis casos de carregamento. A consistência da composição espectral para cada ponto demonstram a consistência dos dados obtidos na presente investigação. Nota-se, comparando os dados da base com o topo, que os modos com frequências mais altas são atenuados à medida que a vibração se propaga na direção vertical. As Figuras 5.22 a 5.25 comparam os espectros de potência da aceleração para as quatro posições horizontais (pontos de 4 a 7). Observa-se que nos quatro pontos os picos principais ocorrem para valores de frequência menores que 1 Hz. Novamente se verifica a consistência dos resultados experimentais.

Tabela 5.8 - Comparação das velocidades máximas (mm/s) para carga na base da parede. Dados das Figuras 6.4, 6.7 e 6.10.

Posição	1	2	3	4	5	6	7
1,6m	4,395	4,358	3,801	7,134	16,242	1,967	5,870
1,0m	5,169	6,938	4,440	3,293	7,217	4,296	2,445
Móvel	8,478	8,249	8,107	7,562	11,071	8,561	1,712

Tabela 5.9 - Comparação das velocidades máximas para carga na laje. Dados das Figuras 6.4, 6.7 e 6.10.

Posição	1	2	3	4	5	6	7
1,6m	2,756	3,408	2,110	2,876	6,469	2,975	3,984
1,0m	2,295	1,827	1,232	1,764	2,32	1,666	1,275
Móvel	3,308	5,12	3,967	3,537	4,962	1,871	2,45

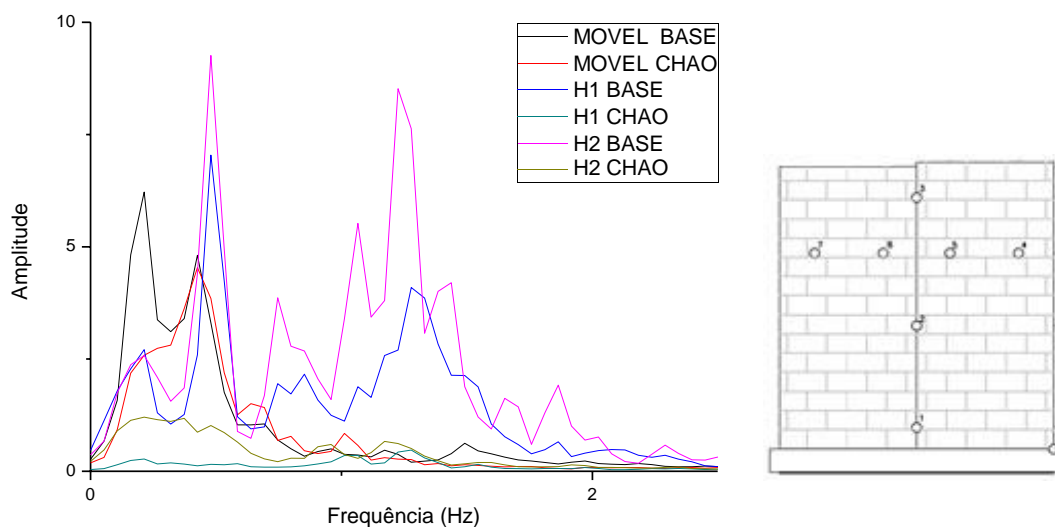


Figura 5.19 - Espectro de potência da aceleração nas seis situações de carregamento para o ponto 1 da parede 1 (base da parede).

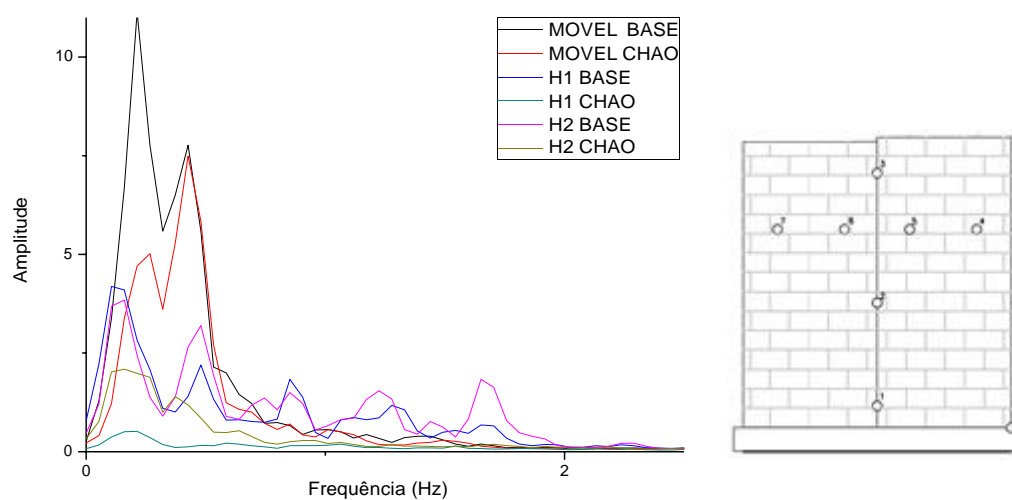


Figura 5.20 - Espectro de potência da aceleração nas seis situações de carregamento para o ponto 2 da parede 1 (altura média da parede).

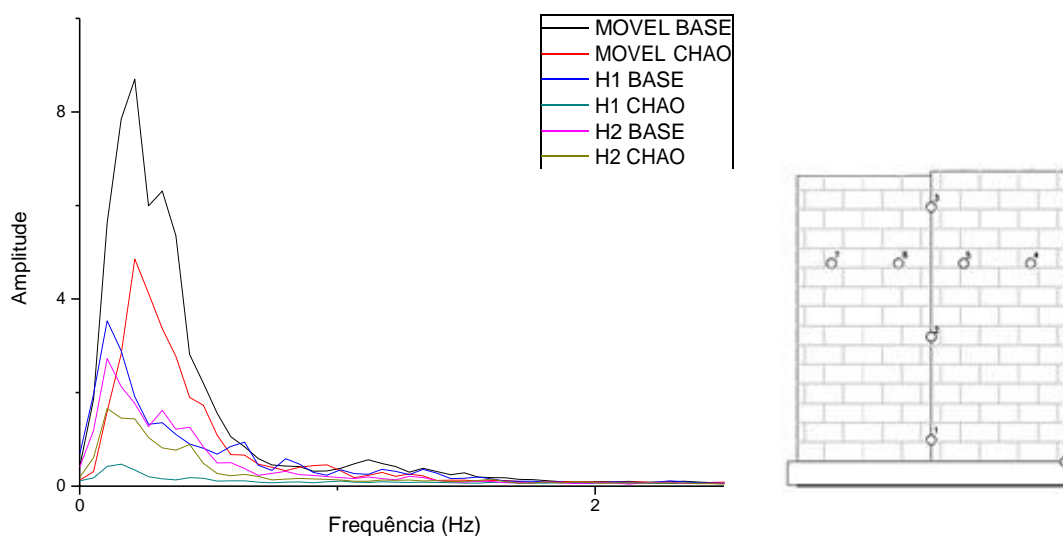


Figura 5.21 - Espectro de potência da aceleração nas seis situações de carregamento para o ponto 3 da parede 1 (topo da parede).

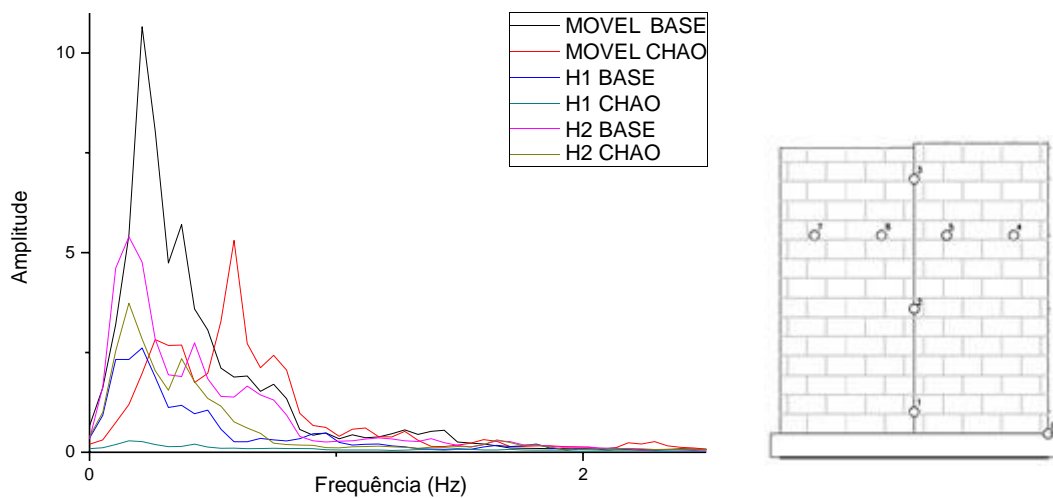


Figura 5.22 - Espectro de potência da aceleração nas seis situações de carregamento para o ponto na posição 4 - Parede 1

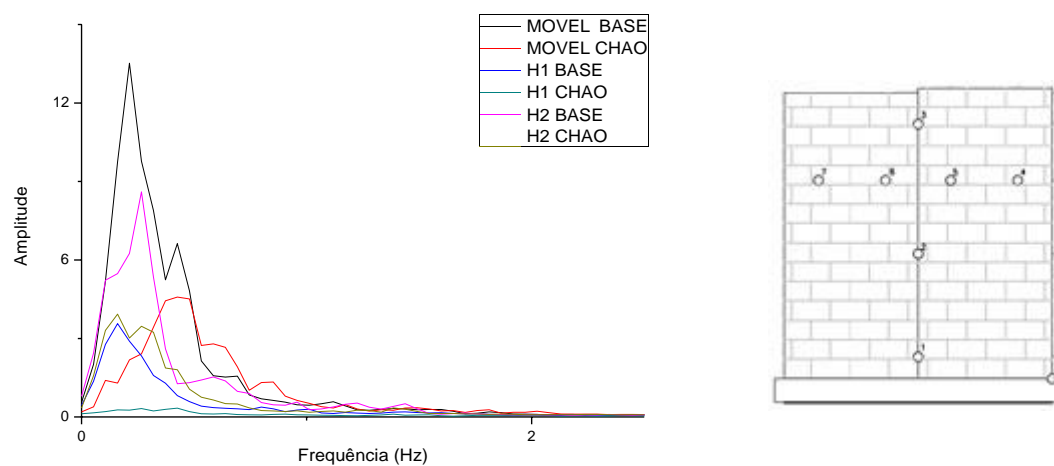


Figura 5.23 - Espectro de potência da aceleração nas seis situações de carregamento para o ponto na posição 5 - Parede 1

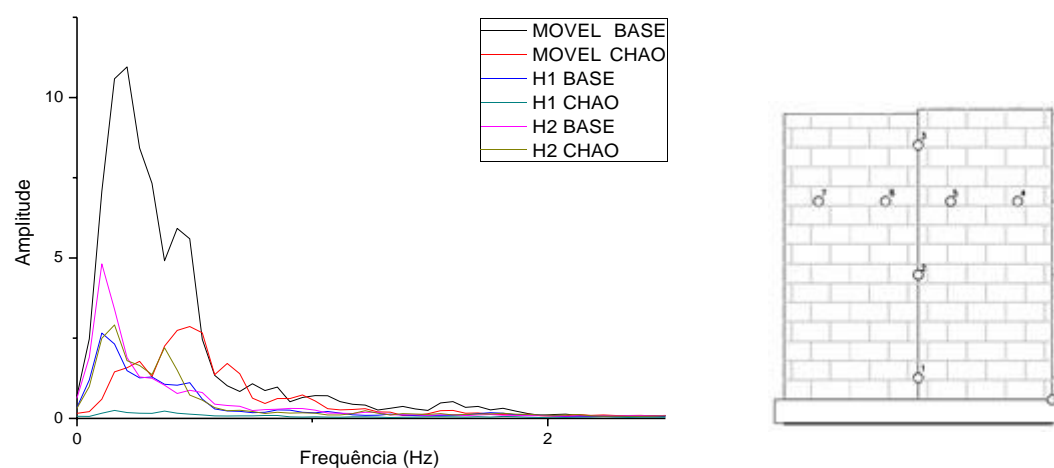


Figura 5.24 - Espectro de potência da aceleração nas seis situações de carregamento para o ponto na posição 6 - Parede 1

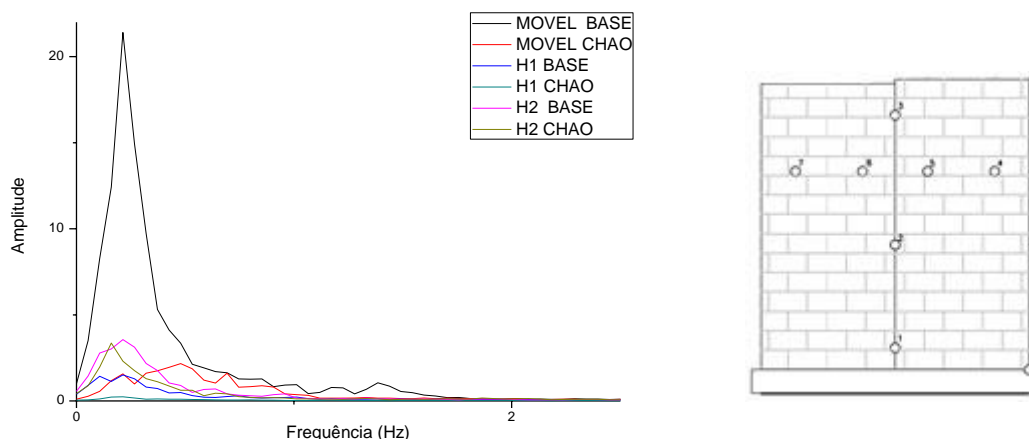


Figura 5.25 - Espectro de potência da aceleração nas seis situações de carregamento para o ponto na posição 7 - Parede 1

### 5.3 Parede 2

A parede 2, como descrito anteriormente, apresenta uma fundação em laje de concreto magro apoiada em uma caixa de areia que descansa sobre uma manta de neoprene. Apresentam-se, a seguir, todos os resultados representativos obtidos para os três diferentes tipos de carregamento: carga móvel, peso em queda livre a 1,00 m e peso em queda livre a 1,60 m. Para as três cargas obtêm-se a aceleração [ $\text{m/s}^2$ ], velocidade [ $\text{mm/s}$ ] e deslocamento [ $\text{mm}$ ] nos sete pontos monitorados.

#### 5.3.1 Carga móvel

Nas Tabelas 5.10 e 5.11 são apresentados os resultados obtidos para a média, desvio padrão e o coeficiente de variação, utilizando apenas os dez resultados que mostraram o menor coeficiente de variação. Comparando os valores de aceleração da Tabela 5.10 com aqueles da Tabela 5.1, verifica-se que houve uma diminuição da aceleração média em todos os pontos, mesmo sendo a carga aplicada na base da parede, como mostra a Tabela 5.12. Comparando os valores de aceleração da Tabela 5.11 com aqueles da Tabela 5.2 (carga aplicada na laje), verifica-se também uma diminuição da aceleração média, indicando que a caixa de areia leva a uma diminuição da aceleração média na parede, independente do ponto de aplicação da carga.

Tabela 5.10 - Distribuição das acelerações em  $m/s^2$  na Parede 2 – carga aplicada na base da parede – carga móvel.

Posição	Carga	1	2	3	4	5	6	7
Média Aceleração	55,337	29,788	26,891	23,048	18,429	19,005	21,644	27,662
Desvio Padrão	10,45	6,70	5,86	4,97	5,91	4,07	5,78	5,55
Coefficiente de Variação	19%	23%	22%	22%	32%	21%	27%	20%

Tabela 5.11 - Distribuição das acelerações em  $m/s^2$  na Parede 2 – carga aplicada na laje do laboratório – carga móvel.

Posição	Carga	1	2	3	4	5	6	7
Média Aceleração	7,612	17,253	22,250	14,716	7,967	10,034	7,803	6,367
Desvio Padrão	1,75	4,44	5,67	3,72	3,08	3,57	2,20	2,38
Coefficiente de Variação	23%	26%	25%	25%	39%	36%	28%	37%

Tabela 5.12 - Comparação das acelerações médias em  $m/s^2$  nas paredes 1 e 2 – carga aplicada na base da parede – carga móvel.

Posição	1	2	3	4	5	6	7
Parede 1	36,352	43,519	28,136	33,667	34,892	36,401	58,778
Parede 2	29,788	26,891	23,048	18,429	19,005	21,644	27,662

Apresentam-se, a seguir, nas Figuras 5.26 a 5.28, os resultados para as acelerações [ $m/s^2$ ], velocidades [ $mm/s$ ] e deslocamentos [ $mm$ ] máximos ao longo da parede. Para a carga móvel, os resultados adquiridos foram determinados a partir do ensaio nº 8, para os pontos verticais (1-3), e do ensaio nº 14, para os pontos horizontais (4-7), para a carga aplicada na base parede. Para os ensaios realizados com a carga aplicada na laje do laboratório, foi selecionado o ensaio nº 6 para os pontos verticais, e o ensaio nº 15 para os pontos horizontais. As respostas no tempo encontram-se no Anexo I. Comparando-se com os resultados apresentados nas Figuras 6.26 a 6.28, observa-se em geral uma redução significativa das três grandezas analisadas, indicando que a caixa de areia tem um efeito benéfico, dissipando a boa parte da energia transmitida pelo carregamento.



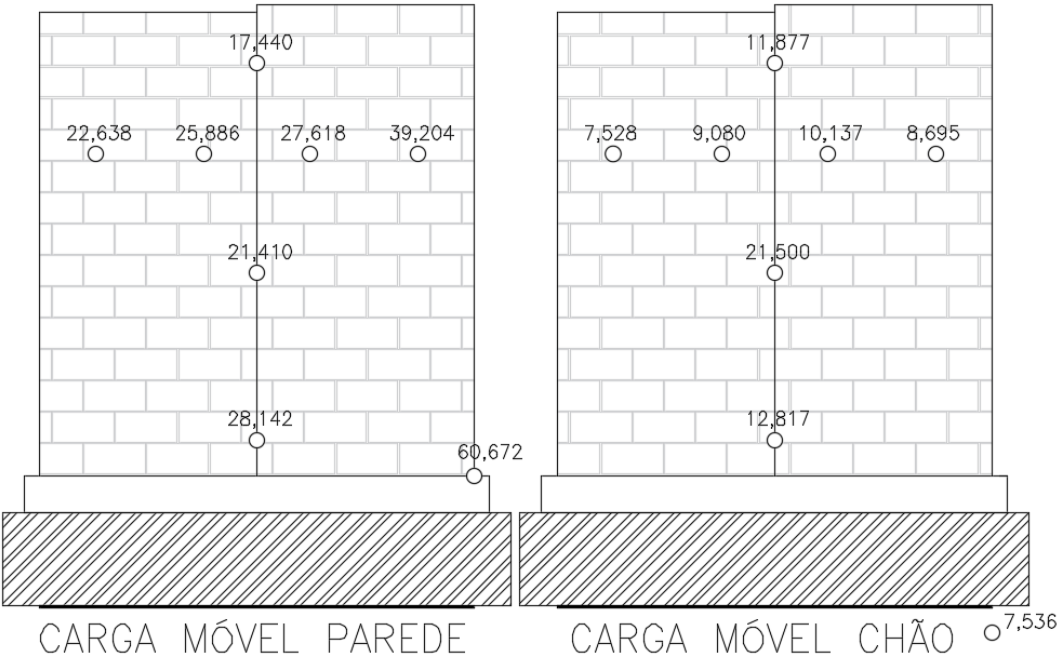


Figura 5.26 - Propagação da aceleração ao longo da parede 2 [m/s²].

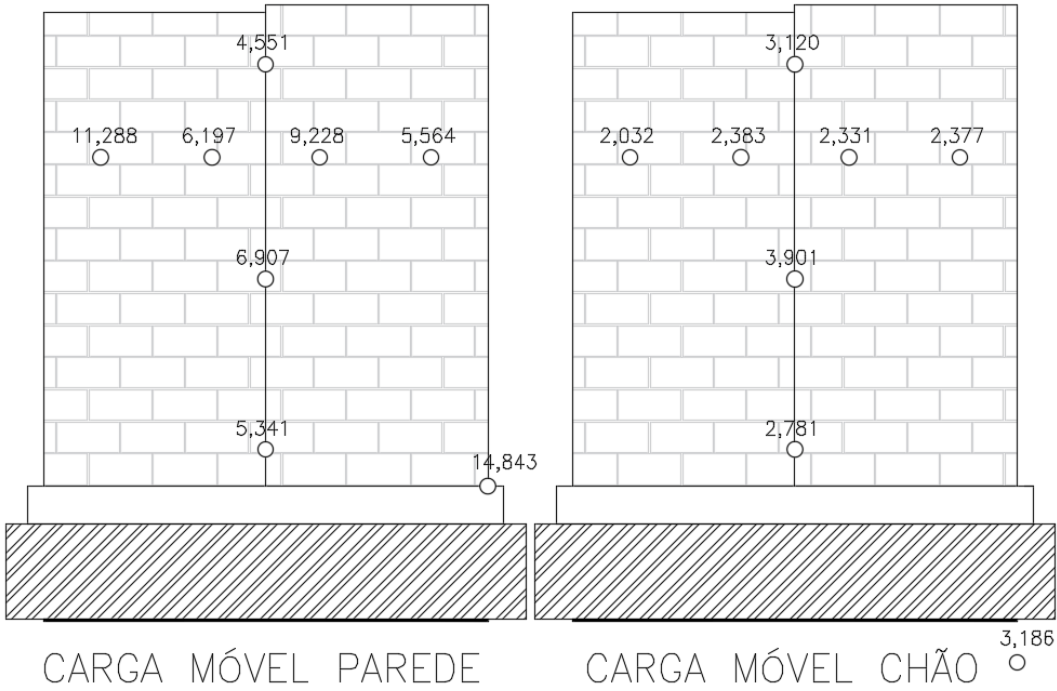


Figura 5.27 - Propagação da velocidade ao longo da parede 2 [mm/s].

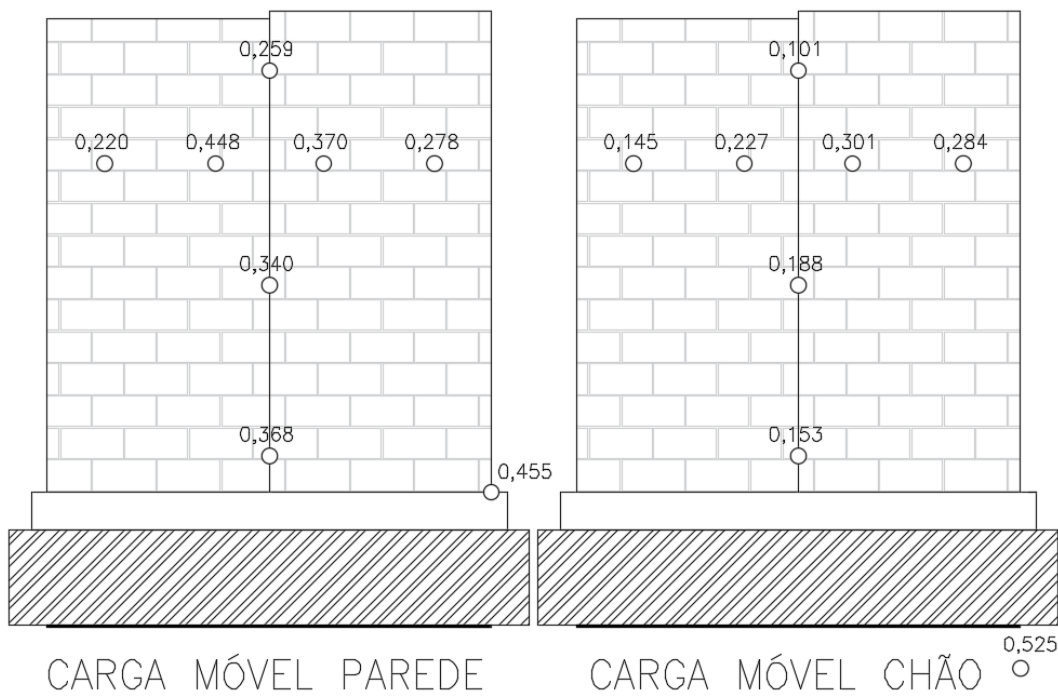


Figura 5.28 - Propagação do deslocamento ao longo da parede 2 [mm] .

Verifica-se que, para a carga aplicada na base da parede, a velocidade ultrapassou em todos os pontos o valor de 3 mm/s, chegando a 11,288 mm/s no ponto 4. Já para a carga aplicada na laje do laboratório, a velocidade só ultrapassou este limite nos pontos 2 e 3, estando entretanto os valores próximo deste limite. Figura 5.29 e 5.30 mostram os espectros de aceleração. Verifica-se que os picos encontram-se na região de baixas frequências, sendo inferiores a 1Hz.

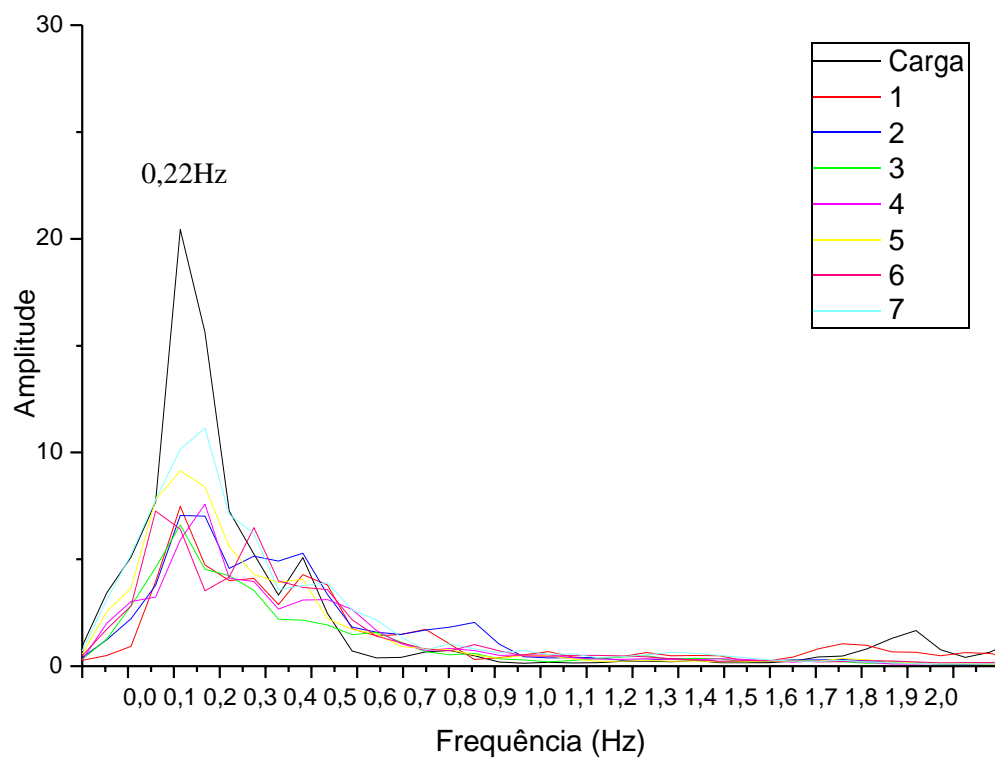


Figura 5.29 - Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 2- carga na base da parede.

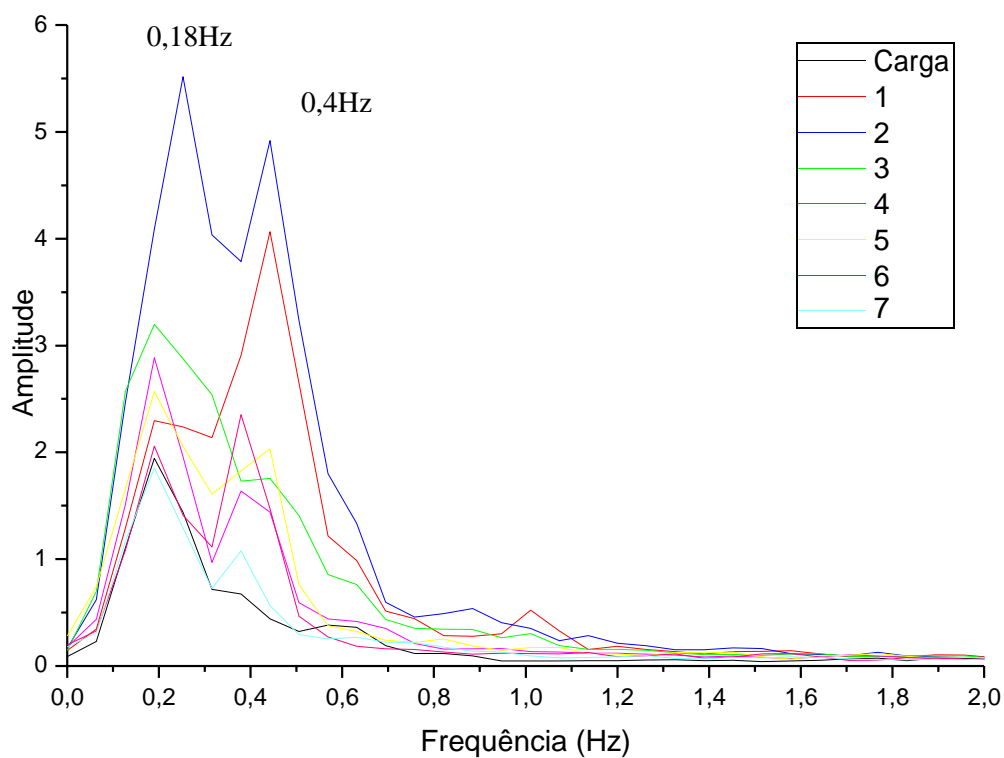


Figura 5.30 - Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 2 - carga na laje do laboratório.

### 5.3.2

#### Carga com peso em queda livre a 1,00 m

A seguir, nas Tabelas 5.13 e 5.14, são apresentados os resultados obtidos para a média, desvio padrão e o coeficiente de variação da aceleração para peso em queda livre a uma altura inicial de 1,00 m, enquanto as Figuras 5.31 a 5.33 apresentam as distribuições de acelerações [m/s<sup>2</sup>], velocidades [mm/s] e deslocamentos [mm], ao longo da parede. Os resultados apresentados foram determinados a partir do ensaio nº 10 para os pontos 1, 2 e 3, e do ensaio nº 25 para os pontos 4 a 7, para a carga aplicada na parede. Para a carga aplicada na laje do laboratório, foi selecionado o ensaio nº 5 para os pontos 1, 2 e 3, e o ensaio nº 16 para os pontos de 4 a 7. Os sinais estão no Anexo I.

Tabela 5.13 - Distribuição das acelerações em m/s<sup>2</sup> na Parede 2 – carga aplicada na base da parede - peso em queda livre  $h_1=1,00$  m.

Posição	Carga	1	2	3	4	5	6	7
Média Aceleração	36,135	30,725	11,136	5,640	9,598	9,905	7,794	6,421
Desvio Padrão	5,40	6,78	1,76	1,98	2,91	3,39	2,53	1,53
Coeficiente de Variação	15%	22%	16%	35%	30%	34%	32%	24%

Tabela 5.14 - Distribuição das acelerações em m/s<sup>2</sup> na Parede 2 – carga aplicada na laje do laboratório – peso em queda livre  $h_1=1,00$  m.

Posição	Carga	1	2	3	4	5	6	7
Média Aceleração	12,876	3,350	3,095	2,066	1,233	1,268	1,052	0,970
Desvio Padrão	1,40	0,57	0,71	0,44	0,24	0,23	0,23	0,21
Coeficiente de Variação	11%	17%	23%	21%	20%	18%	21%	22%

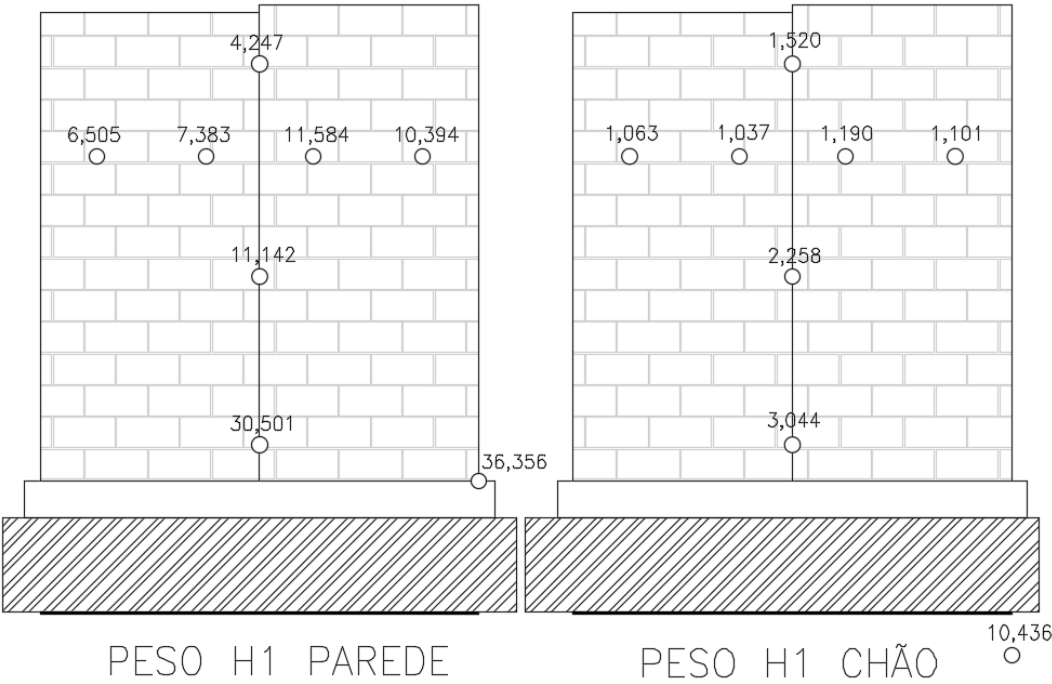


Figura 5.31 Propagação da aceleração ao longo da parede 1 [m/s²].

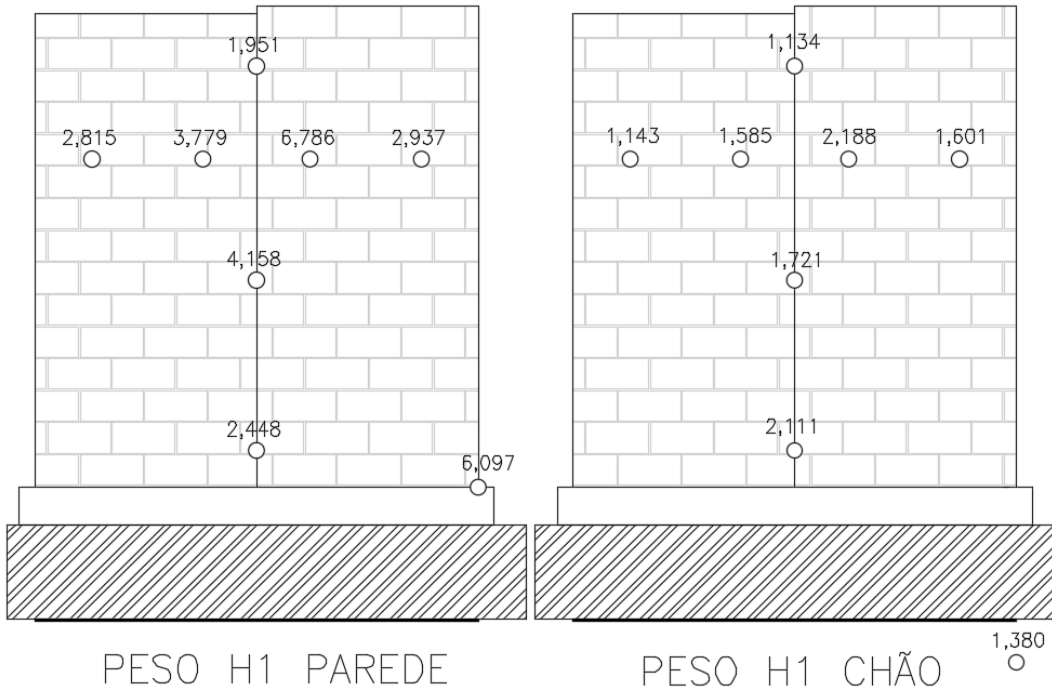


Figura 5.32 Propagação da velocidade ao longo da parede 2 [mm/s].

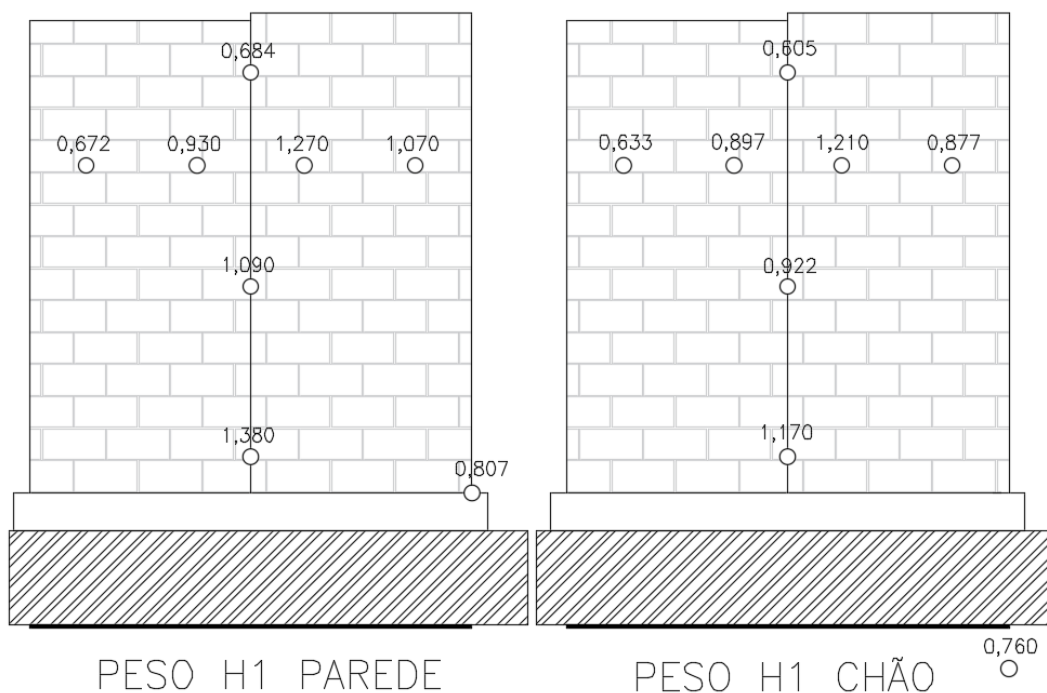


Figura 5.33 Propagação do deslocamento ao longo da parede 2 [mm] .

Como nos ensaios anteriores, a carga leva a maiores valores quando aplicada à base da parede. Em ambos os casos os maiores valores ocorrem do lado da parede com uma espessura mínima de argamassa.

As Figuras 5.34 e 5.35 mostram os espectros da aceleração nos dois ensaios. Para a carga aplicada na base da parede, os picos no ponto 0 e no ponto 1 são da mesma ordem de grandeza, já para a carga aplicada na laje do laboratório, observa-se uma diferença substancial entre os dois sinais, evidenciando o efeito amortecedor da base da parede 2. Observa-se também na Figura 5.35 que para os pontos superiores da parede o sinal já se encontra bastante amortecido, o que não acontece na Figura 5.34.

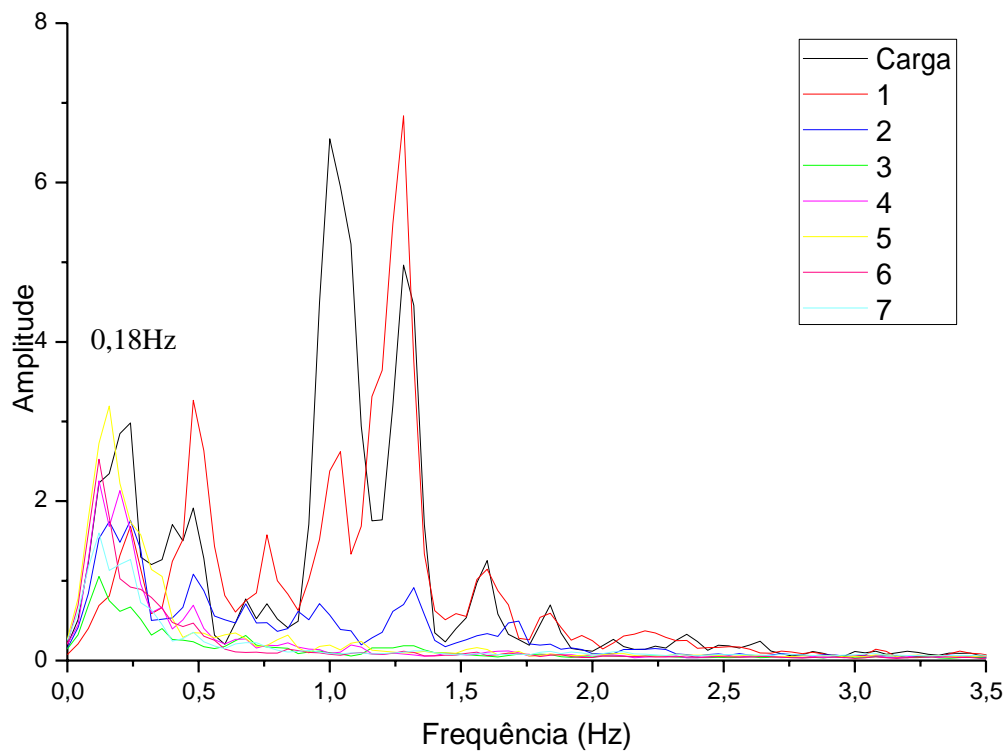


Figura 5.34 - Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 2 - peso em queda livre com altura inicial de 1,00 m - carga na base da parede.

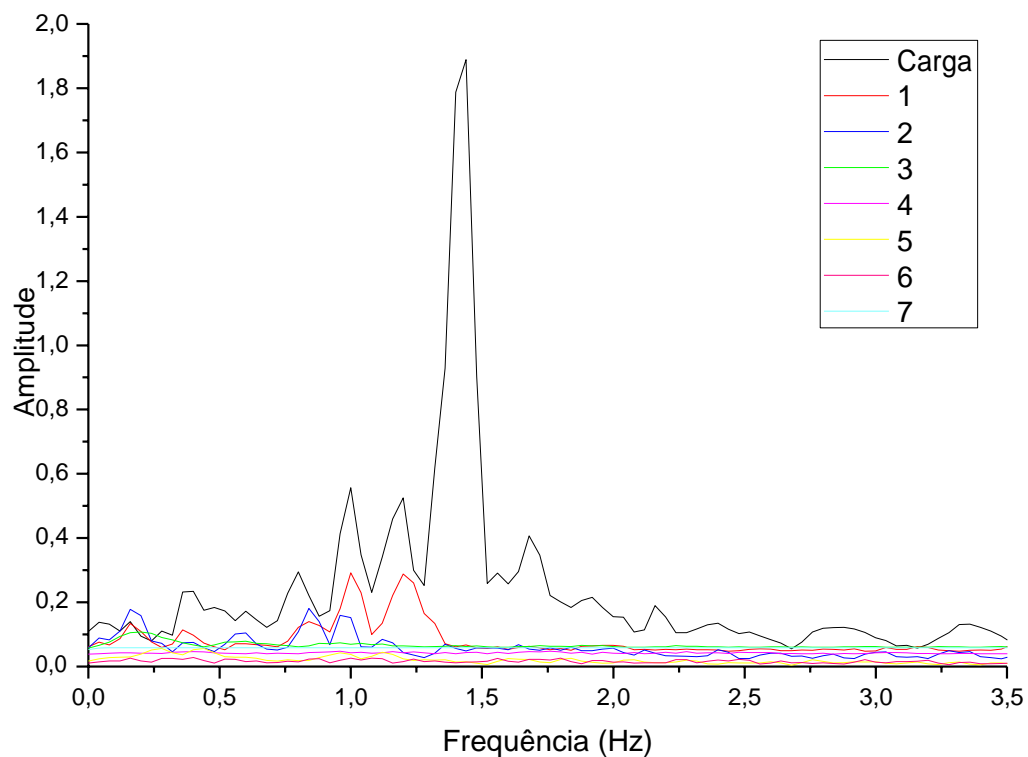


Figura 5.35 - Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 2 - peso em queda livre com altura inicial de 1,00 m - carga na laje do laboratório.

### 5.3.3

#### Carga com peso em queda livre a 1,60 m

Finalmente, para a carga do peso em queda livre a uma altura inicial de 1,60 m, as Tabelas 5.15 e 5.16 apresentam os resultados obtidos para a média, desvio padrão e coeficiente de variação da aceleração, considerando os dois casos de carregamento. As Figuras 5.36 a 5.38 apresentam a distribuição das acelerações [m/s<sup>2</sup>], velocidades [mm/s] e deslocamentos [mm] ao longo da parede, utilizando, para a carga aplicada na base da parede, os resultados do ensaio nº 16 para os pontos de 1 a 3, e do ensaio nº 11 para os pontos de 4 a 7. Para a carga aplicada na laje do laboratório, foi selecionado o ensaio nº 2 para os pontos verticais e o ensaio nº 21 para os pontos horizontais.

Tabela 5.15 Distribuição das acelerações em m/s<sup>2</sup> na Parede 2 – carga aplicada na base da parede – peso em queda livre  $h_2=1,60$  m

Posição	Carga	1	2	3	4	5	6	7
Média Aceleração	47,741	39,257	16,506	7,871	5,205	6,125	7,043	5,139
Desvio Padrão	8,23	11,50	2,47	1,58	1,79	1,98	2,49	1,53
Coeficiente de Variação	17%	29%	15%	20%	34%	32%	35%	30%

Tabela 5.16 Distribuição das acelerações em m/s<sup>2</sup> na Parede 2 – carga aplicada na laje do laboratório – peso em queda livre  $h_2=1,60$  m

Posição	Carga	1	2	3	4	5	6	7
Média Aceleração	24,995	9,065	8,082	5,268	1,756	1,789	1,598	1,473
Desvio Padrão	6,00	1,68	1,51	0,89	0,33	0,33	0,34	0,21
Coeficiente de Variação	24%	19%	19%	17%	19%	18%	21%	14%



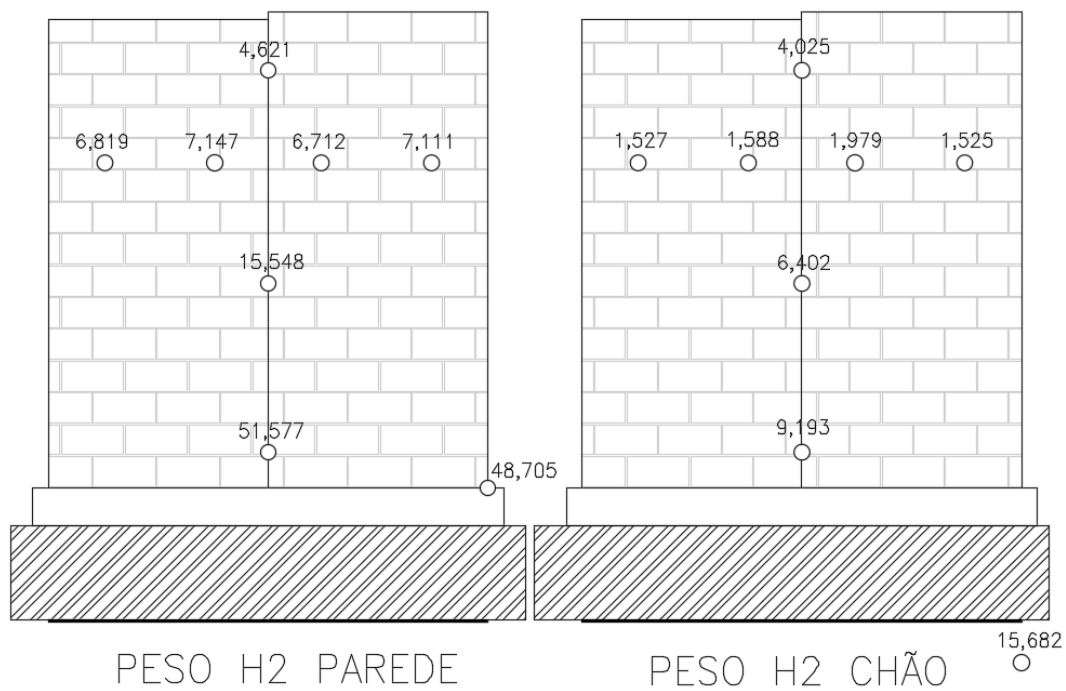


Figura 5.36 Propagação da aceleração ao longo da parede 2 [ $m/s^2$ ]

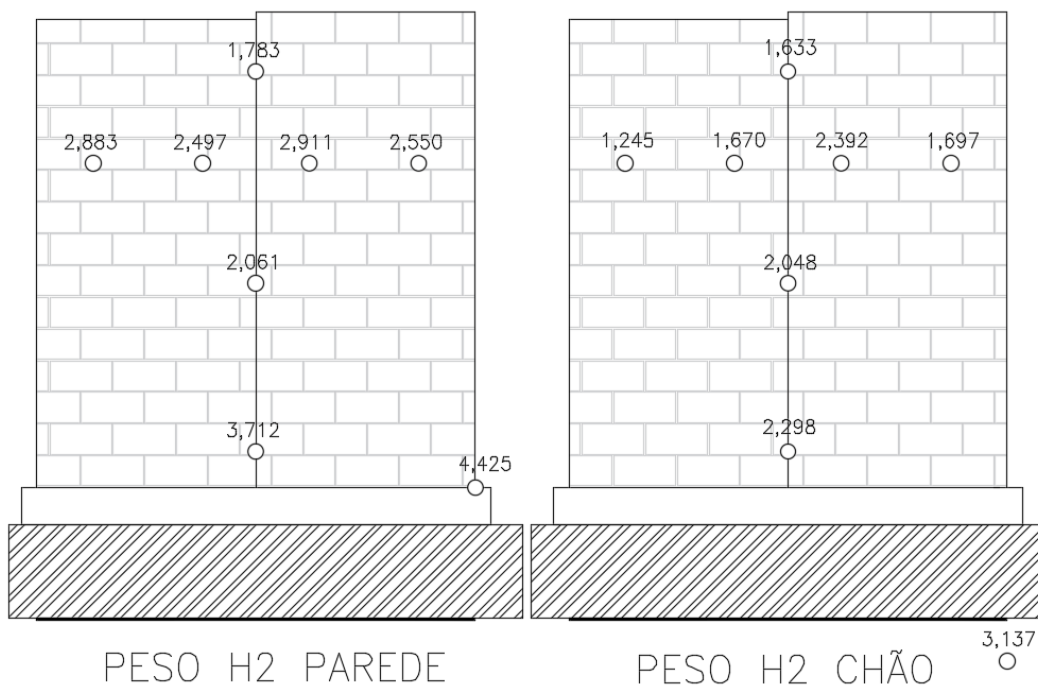


Figura 5.37 Propagação da velocidade ao longo da parede 2 [ $mm/s$ ]

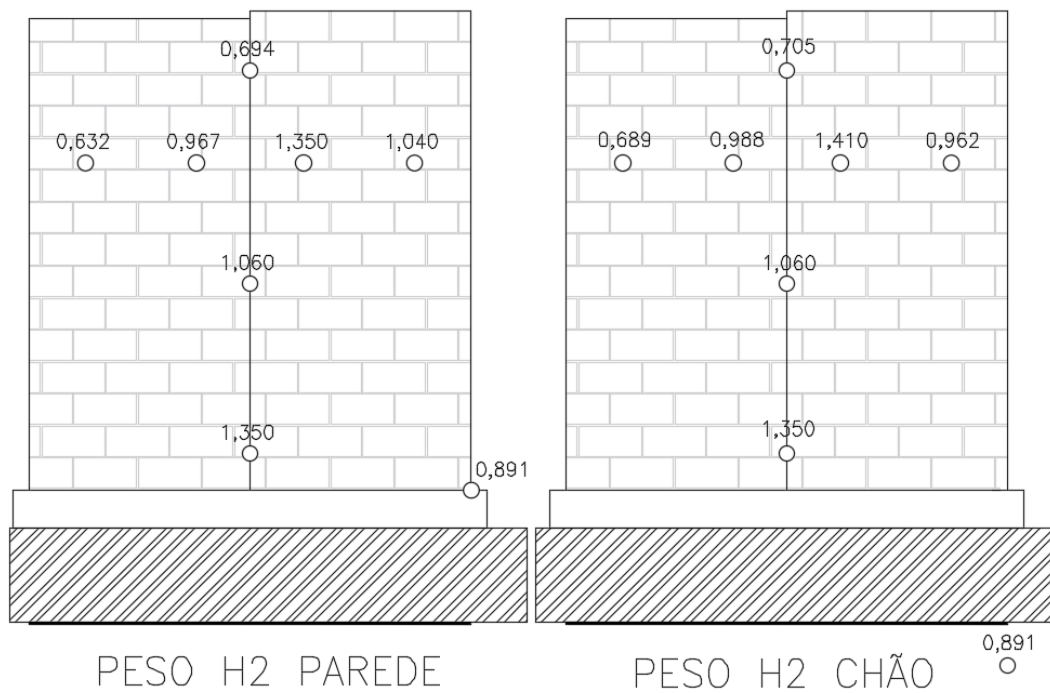


Figura 5.38 Propagação do deslocamento ao longo da parede 2 [mm]

As Figuras 5.39 e 5.40 mostram os espectros de potência da aceleração, confirmando as conclusões obtidas nos ensaios anteriores.

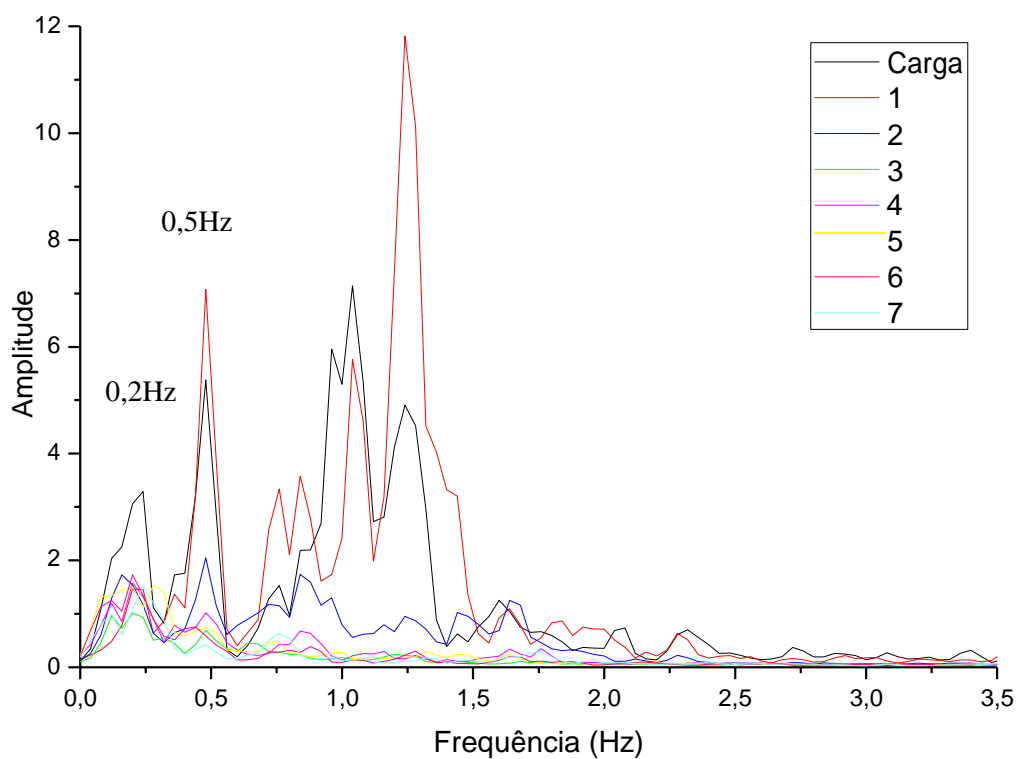


Figura 5.39 Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 2 - peso em queda livre com altura de 1,60 m - carga na base da parede.

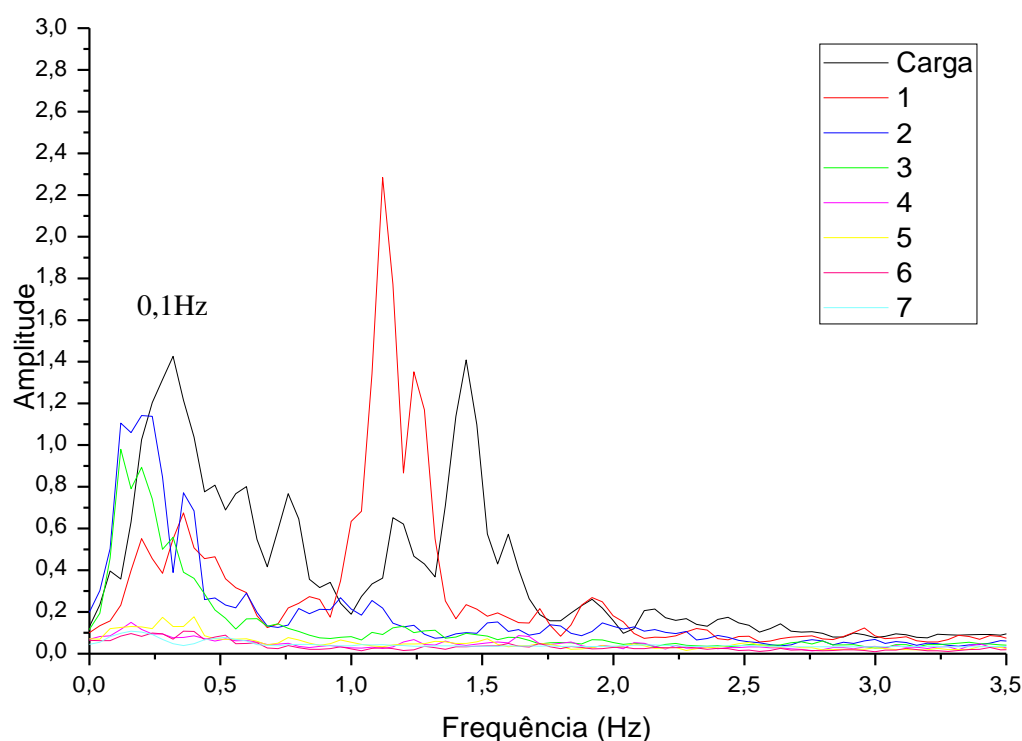


Figura 5.40 Espectro de potência da aceleração nos oito pontos monitorados - Parede 2 - peso em queda livre com altura de 1,60 m - carga na laje do laboratório.

As Tabelas 5.17 e 5.18 comparam os resultados da aceleração média na base e topo das paredes das paredes 1 e 2, considerando os dois casos de carregamento, onde se pode observar de forma clara o efeito da posição do carregamento e da base na propagação da aceleração.

Tabela 5.17 Média das acelerações  $m/s^2$  – carga na base da parede.

Posição	Parede 1			Parede 2		
	Móvel	$h_2=1,00\text{ m}$	$h_2=1,60\text{ m}$	Móvel	$h_2=1,00\text{ m}$	$h_2=1,60\text{ m}$
Base (1)	36,352	34,281	38,202	29,788	30,725	39,275
Topo (3)	28,136	9,152	8,067	23,048	5,640	7,871

Tabela 5.18 Média das acelerações  $m/s^2$  – carga na laje do laboratório.

Posição	Parede 1			Parede 2		
	Móvel	$h_2=1,00\text{ m}$	$h_2=1,60\text{ m}$	Móvel	$h_2=1,00\text{ m}$	$h_2=1,60\text{ m}$
Base (1)	20,419	3,788	10,368	17,253	3,350	9,065
Topo (3)	13,817	2,200	5,521	14,716	2,066	5,268

As Figuras de 5.41 a 5.44 comparam os espectros de potência da aceleração para respectivamente a carga, a base, um ponto intermediário e o topo da parede, considerando os seis casos de carregamento, enquanto as Figuras 5.46. a 5.49 comparam os espectros de potência da aceleração para as quatro posições horizontais (pontos de 4 a 7). Observa-se um comportamento semelhante ao da parede 1, confirmando a consistência dos dados obtidos na presente investigação.

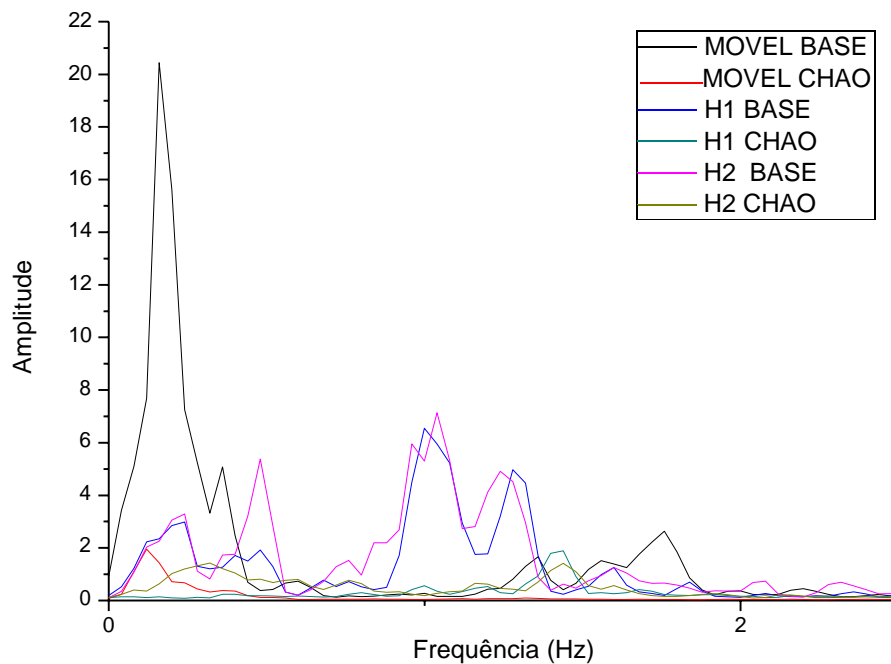


Figura 5.41 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto da CARGA - Parede 2

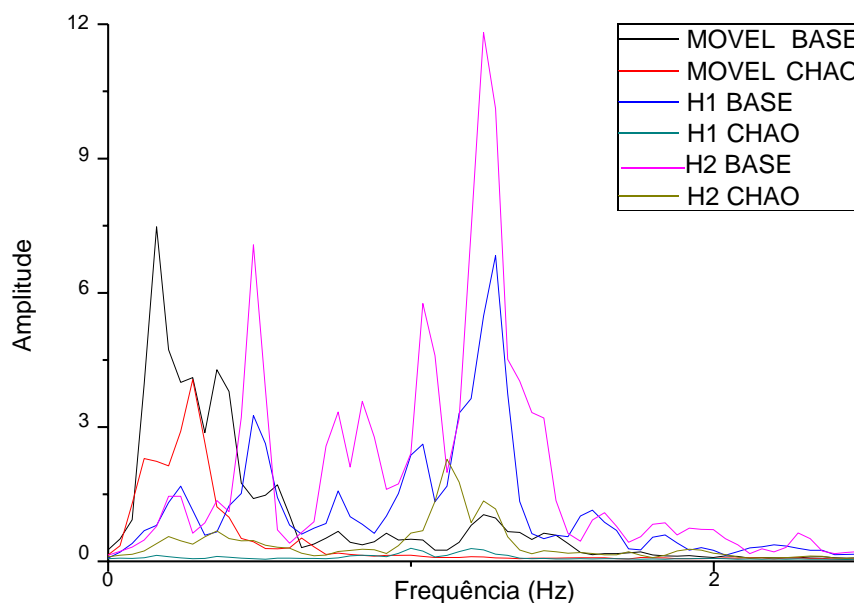


Figura 5.42 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto na posição (1) - Parede 2

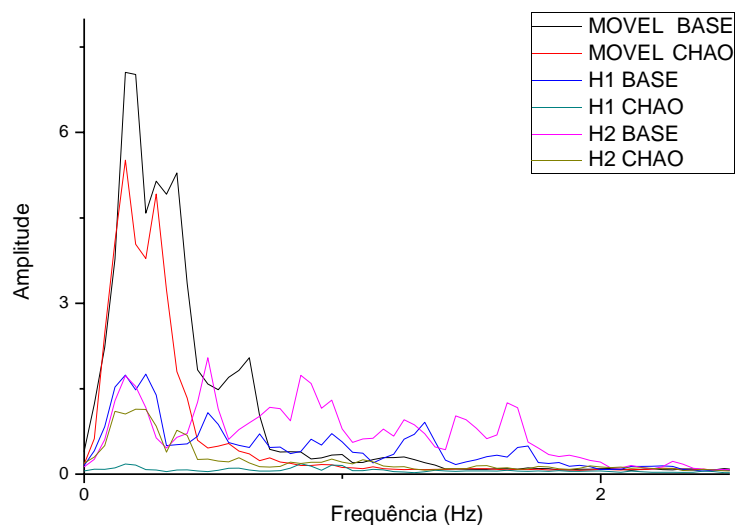


Figura 5.43 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto na posição (2) - Parede 2

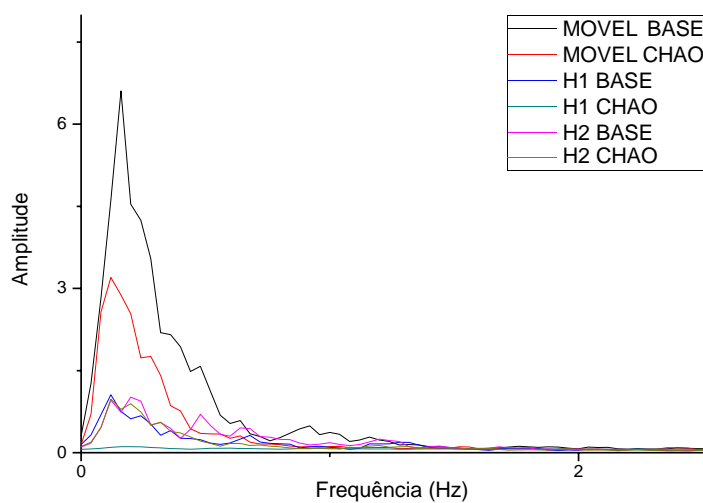


Figura 5.44 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto na posição (3) - Parede 2

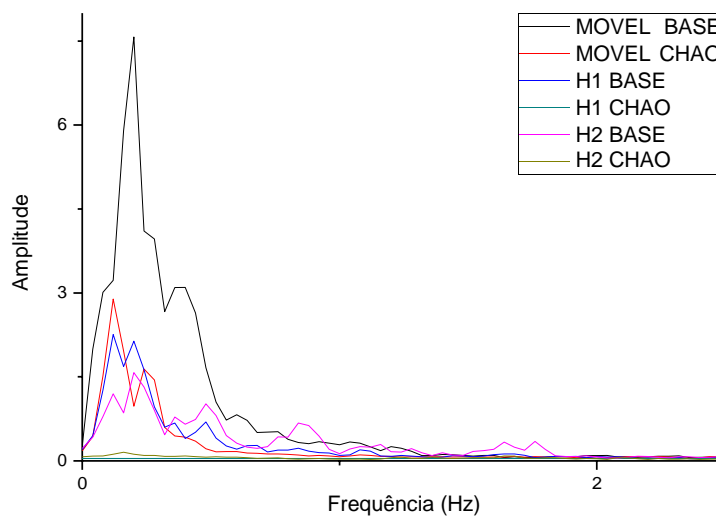


Figura 5.45 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto na posição (4) - Parede 2

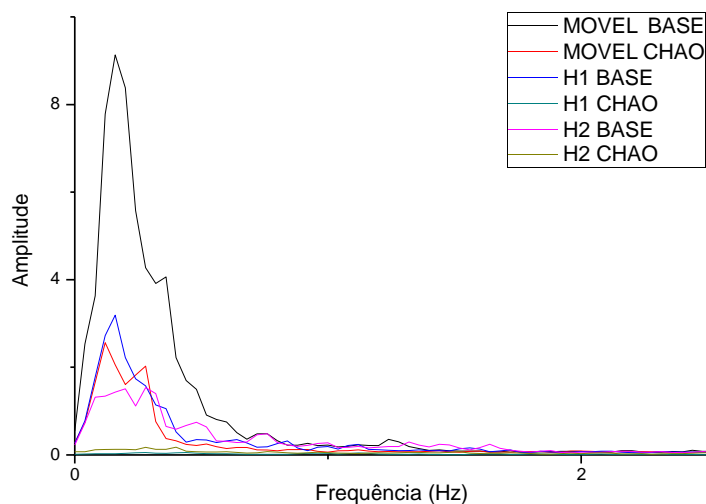


Figura 5.46 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto na posição (5) - Parede 2

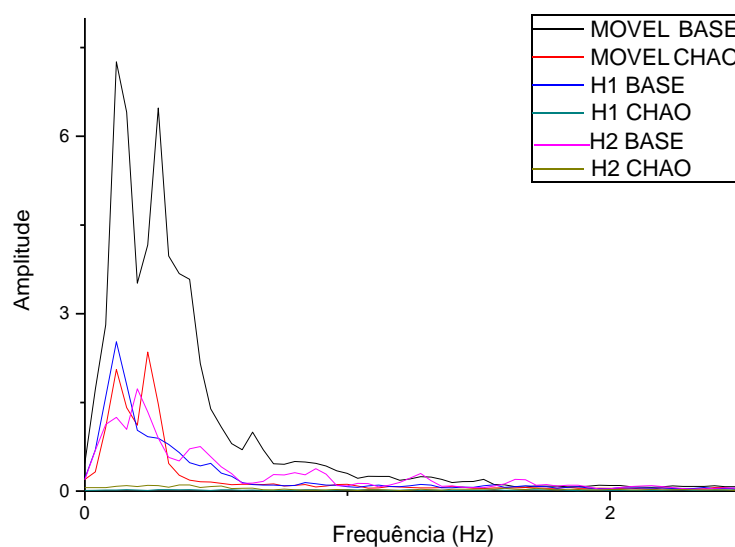


Figura 5.47 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto na posição (6) - Parede 2

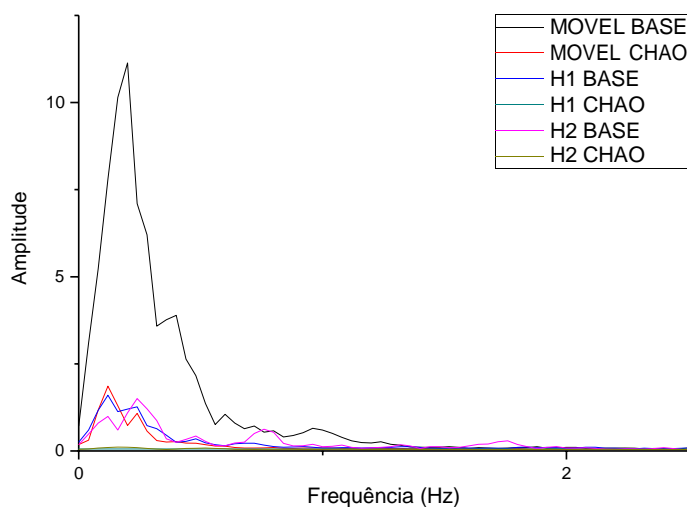


Figura 5.48 Espectro de potência da aceleração nas seis situações propostas para o ponto na posição (7) - Parede 2

Este trabalho teve por objetivo fazer uma pesquisa sobre a influência das vibrações devidas ao tráfego de veículos em construções históricas. Além disso, desenvolveu-se a análise dinâmica experimental de duas paredes de alvenaria maciça com características similares a algumas estruturas históricas, submetida a cargas com frequências conhecidas e similares às frequências características de um fluxo de veículos.

O estudo experimental consistiu nos ensaios de duas paredes de alvenaria submetidas a três tipos de carregamentos: carga móvel, peso em queda livre a 1,00 m de altura; e peso em queda livre a 1,60 m de altura. As cargas foram aplicadas em duas posições diferentes: laje de piso do laboratório e base da parede. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas e Materiais do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio. Para cada parede, cada tipo de ensaio foi realizado com 60 repetições para medições das acelerações em sete posições da parede permitindo identificar como as vibrações se propagam nas direções vertical e horizontal. Dentre estes ensaios, foram selecionados para análise aqueles que mais se aproximaram da média obtida dentre todas as medições realizadas.

A partir das acelerações foram obtidas as velocidades e os deslocamentos, sendo estes valores comparados a limites estabelecidos em diversas normas e critérios de projeto. As normas apresentam como parâmetro de referência a velocidade máxima de partícula (PPV). Neste trabalho adotou-se, na ausência de normas nacionais, a norma alemã DIN 4150 (1999), que limita a velocidade máxima da partícula de uma parede de uma estrutura histórica em 3mm/s na base da estrutura e 8mm/s na cobertura da construção.

Quanto ao tipo de carregamento, as paredes, sob a ação da carga móvel com uma descontinuidade, caracterizada por baixas frequências, demonstram maior sensibilidade às vibrações, apresentando valores de acelerações e velocidades de picos elevadas.

Ao analisar a força de impacto devido a uma carga em queda livre, observa-se que o sinal apresentam valores de frequência mais elevados, e as paredes apresentam menor sensibilidade às vibrações.

Conclui-se que as paredes se encontram em situação de segurança estrutural aceitável para todas as cargas de impacto devidas à massa em queda livre e para as duas alturas adotadas (1,00 e 1,60 m). Porém, quando a parede é submetida a uma carga móvel, que indica uma carga de baixa frequência de aproximadamente 1,6 Hz, observou-se que na maioria dos pontos monitorados a velocidade máxima de partícula excede os limites impostos pela maioria das normas, chegando-se a valores da ordem de 11 mm/s.

Quanto à espessura da argamassa, observou-se que a sensibilidade da parede está diretamente ligada à sua massa e conseqüentemente a rigidez do conjunto. Sendo assim, o lado da parede construído com uma menor espessura apresentou uma maior sensibilidade às vibrações. Vale ressaltar que durante todo o ensaio não foi possível identificar possíveis fissuras visíveis nem na estrutura nem no revestimento.

Dentro das variantes propostas para a base das paredes, verifica-se que o tipo de fundação tem influência marcante no comportamento dinâmico da estrutura. Nas duas paredes analisadas, o efeito da carga aplicada diretamente na base da parede gera vibrações de maior magnitude na estrutura, chegando em alguns casos a ser três vezes superior à resposta a uma carga aplicada na laje do laboratório próxima à parede em virtude da maior distância percorrida neste último caso, e seu conseqüente amortecimento, e do isolamento gerado pela manta de neoprene colocada na superfície de contato entre a laje e a base da parede. Comparado a resposta da parede com uma fundação com uma caixa de areia e a fundação assentada diretamente sobre a laje do laboratório, pode-se observar que a caixa de areia gera uma redução sensível na magnitude do sinal em todos os casos de carregamento.

Após todas as análises e comparações, conclui-se que o movimento vibratório gerado por cargas móveis sobre pavimentos com irregularidades têm efeito nocivo sobre as estruturas históricas, sendo este fator de grande importância nas cidades históricas brasileiras onde os pavimentos apresentam grande irregularidade.

Portanto, diante destas conclusões podem-se citar alguns pontos para minimizar o efeito das vibrações devidas ao tráfego nas cidades históricas



brasileiras, como: uma maior distância do ponto de aplicação da carga ao monumento receptor; um isolamento da fundação, uma manutenção da superfície e qualidade do pavimento, uma limitação da velocidade no entorno de construções históricas e controle do tráfego de veículos pesados nos centros históricos; dentre outras soluções que podem ser definidas após um estudo mais profundo, que varia de caso a caso. Deve-se destacar, que toda e qualquer estrutura similar à situação descrita, necessita de um monitoramento contínuo para identificar quaisquer problemas estruturais ocasionados por vibrações.

## 6.1

### **Sugestão para trabalhos futuros**

Cabe destacar que este é um estudo inicial nesta área de pesquisa e que, em virtude das características das construções e pavimentos históricos brasileiros, futuras pesquisas são necessárias para que se possa chegar a parâmetros que permitam definir limites que permitam a elaboração de uma norma brasileira sobre o assunto. Entretanto os resultados aqui apresentados indicam diversos tipos de análise que podem ser desenvolvidas para se atingir este objetivo.

Dentre os aspectos a serem analisados, sugere-se:

1. Realizar um levantamento das irregularidades dos pavimentos das cidades históricas brasileiras e das vibrações geradas por diversos tipos de veículo nestes pavimentos e sua variação com a velocidade, gerando modelos de carregamento que possam ser usados em simulações numéricas;
2. Realizar medições em estruturas históricas existentes que são submetidas ao movimento cotidiano do fluxo de veículos;
3. Realizar a análise experimental de estruturas com diversos tipos de materiais frágeis como adobe e taipa;
4. Estudar os possíveis tipos de isolamento de base das construções históricas, tendo por base as características das vibrações causadas por tráfego;
5. Verificar o comportamento dos modelos ensaiados, adotando cargas reais de veículos.

ADIS, B.. **Building: 3000 years of design Engineering and Construction.**

Londres: PHAIDON, 2007.

AL-HUNAIDI, M. O., & RAINER, J. H., Remedial measures for traffic- induced vibrations at a residential site. I. Field tests. **Canadian Acoustics**, 19(1), 3-13, 1991.

AL-HUNAIDI, M. O., RAINER, J. H., PERNICA, G., & TREMBLAY, M. Traffic-induced Vibration In Buildings-Use Of Site Cut-off Frequency As A Remedial Measure. **WIT Transactions on The Built Environment**, 15, 1970.

AL-HUMAIDI M. O., RAINER J. H., **Remedial measures for traffic-induced vibrations at a residential site.** Part 1: Field Testes – Canadá, 1991.

ANDRADE, R. F. M., **Desenvolvimento de um sistema para determinação experimental de funções de resposta em frequência para excitações simples e múltiplas.** Tese de doutorado. COPPE/UFRJ, Brasil, 1997.

AS RUAS EM PÉ DE MOLEQUE NA CIDADE DO RIO DE JANEIRO – Disponível em: <http://ashistoriasdosmonumentosdorio.blogspot.com.br/2014/11/as-ruas-em-pe-de-moleque-na-cidade-do.html> . Acessado em: 28 out 2017.

AZEVEDO H. D. S., **Reforço de Estruturas de Alvenaria de Pedra, Taipa e Adobe com Elementos de Madeira Maciça**, Tese de Mestrado. FEUP - 2010

BASEKAR P., VAGHELA D., AHMEDABAD M., **Impact of traffic vibration on heritage structures**, 2015.

BARROS, M. L. S. C., FREITAS, E. J. G., FERRAZ, J. A. S., LUSTOSA, F. **Uma contribuição ao controle de vibração nas pedreiras** . Seminário Regional de Engenharia Civil (CIVIL 90). Recife – PE, 1990

BATA, M, **Effects on Buildings of Vibrations Caused by Traffic**, 1971.

BLOTTAS. **Traité complet du toisé des ouvrages de maçonnerie.** Tomo primeiro. Paris: Carilian-Goeury et V. Dalmont, 1839.

BRUGHAT, F. **Challeton. L’art du Briquetier.** Paris: E. Lacroix, 1861.

BS 6472-1992. British Standard Institution. Guide to evaluation of human exposure to vibration in buildings (1 Hz-80 Hz), London, UK, 1992,

BS 7385-1:1990 Evaluation and measurement for vibration in buildings - Part 1: Guide for measurement of vibrations and evaluation of their effects on buildings Ea. Shock, 1992.

BUENO, A. **Rio Belle Époque – Álbum de Imagens**. Rio de Janeiro: BEM-TE-VI, 2015.

DE STEFANO, A., MATTA, E., & CLEMENTE, P, Structural health monitoring of historical heritage in Italy: some relevant experiences. **Journal of Civil Structural Health Monitoring**, 6(1), 83-106, 2016.

CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (CALTRANS), **Transportation- and construction- induced vibration guidance manual**. Sacramento, CA, 2004.

CARBONIC, L.. **Theatro Municipal do Rio de Janeiro**. Rio de Janeiro: Salamandra Consultoria Editorial, 1913.

CARDIM, Fernão. **Narrativa epistolar de uma viagem e missão jesuítica pela Bahia**, Ilheos, Porto Seguro, Pernambuco, Espírito Santo, S. Vicente (S. Paulo), etc. Desde o anno de 1583 ao de 1590. Lisboa: Imprensa Nacional, 1847.

CAVALCANTI, A. M. S. **Tecnologia da Pedra**. Pongetti, 1951.

CAVALCANTI, N. O.. **Rio de Janeiro: Centro Histórico Colonial 1567 – 2015**. Rio de Janeiro: Andreia Jakobsson Estúdio Editorial Ltda, 2016.

CHABAT, Pierre. **La Brique et la terre cuité**. Paris: Ve. A Morel et Cte. Libraires-éditeurs, 1881.

CIA DO METROPOLITANO DO RIO DE JANEIRO – METRÔ, **Relatório Descritivo e Conclusivo sobre: Exame das Fundações do Teatro Municipal do Rio de Janeiro**. Sondotécnica, 1969.

CLEMENTE, P., & RINALDIS, D., **Protection of a monumental building against traffic-induced vibrations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 17(5), 289-296. ENEA - Centro Ricerche Casaccia, via Anguillarese 301, 00060 S. Maria di Galeria, Roma, Itália, 1998.

CRISPINO, M., & D'APUZZO, M., **Measurement and prediction of traffic-induced vibrations in a heritage building. Journal of Sound and Vibration**, 246(2), 319-335, 2001.

- COISAS DA ARQUITETURA – Técnicas construtivas do período colonial – IV, Silvío Colin. Disponível em: <https://coisasdaarquitectura.wordpress.com/2010/09/06/tecnicas-construtivas-do-periodo-colonial-%E2%80%93-iv/> . Acesso em: 30 nov. 2017;
- DA SILVA, J. C. R. M., Vibrações no desmonte: de onde vem o problema. - **Magnum jornal**, Ano 1, nº 2 – maio/junho, 2000.
- DEL BRENNA, G. R., **O Rio de Janeiro de Pereira Passos: uma cidade em questão II**. Rio de Janeiro: Index, 1985.
- DEL GROSSO, A. E., & BASSO, P., Monitoring of Vibrations for the Protection of Architectural Heritage. In: EWSHM-7th **European Workshop on Structural Health Monitoring**, 2014.
- DEMANET, A. **Cours de construction**. Bruxelles: Societé Typographique Belge, 1847.
- DIN 4150 - DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **Teil 3: Erschütterungen im Bauwesen, Einwirkungen auf bauliche Anlagen**, 1999.
- DITO FERNANDES. Disponível em: <http://saorafaelemfoco.blogspot.com.br/2012/09/construcoes-diferentes-taipa-amplamente.html> . Acesso em: 30 nov. 2017.
- ELLIS, P, Effects of traffic vibration on historic buildings - **QC Scientific Services Branch**, 1987.
- ESRIG, M. I., & CIANCIA, A. J., **The avoidance of damage to historic structures resulting from adjacent construction**. Preprint 81, 52, 1981.
- FERNANDES, M. **Património de Terra: Universalidade das Técnicas**. CEAUCP - Centro de Estudos Arqueológicos das Universidades de Coimbra e Porto, Instituto de Arqueologia, Coimbra, 2007.
- FRANÇOIS, S., MASOUMI, H. R., & DEGRANDE, G., **The short and long term effects of vibrations on buildings. In Environmental vibrations: Prediction, Monitoring, Mitigation and Evaluation**, Volume I (pp. 141-147), Outubro, 2009.
- GB/T 50452-2008. Technical Specifications for Protection of Historic Buildings Against Man-Made Vibration. China Building Industry Press, Beijing (in Chinese), 2008.
- HAO, H., ANG, T. C., & SHEN, J., **Building vibration to traffic-induced ground motion. Building and Environment**, 36(3), 321-336, 2001.

HARDIK B. MORBIA, C.S.SANGHVI<sup>2</sup>, HIMESH K. BHAVANI, **Impact of road traffic vibration on monument structures**, International Journal of Advanced Engineering Research and Studies E-ISSN2249–8974, 2013.

HOUBEN, H., GUILLAUD, H. **Earth construction: a comprehensive guide**. ITDG Publishing, London, 1994.

HUNAIDI, S., **Traffic Vibrations in Buildings** - National Research Council of Canada, 2000.

Igreja Matriz de Nossa Senhora da Conceição (Catas Altas). Disponível em:

[https://pt.wikipedia.org/wiki/Igreja\\_Matriz\\_de\\_Nossa\\_Senhora\\_da\\_Concei%C3%A7%C3%A3o\\_\(Catas\\_Altas\)](https://pt.wikipedia.org/wiki/Igreja_Matriz_de_Nossa_Senhora_da_Concei%C3%A7%C3%A3o_(Catas_Altas)) . Acesso em: 18 nov. 2017.

INTRODUÇÃO À PAVIMENTAÇÃO - Prof. Mário Henrique Furtado Andrade – UFPR. Disponível em:

<http://www.dtt.ufpr.br/Pavimentacao/Notas/MODULO%201%20-%20Introducao.pdf> . Acesso em: 25 nov. 2017.

ISO 2631 - INTERNATIONAL STANDARD ORGANIZATION, 1989, Standard 2631-2, Evaluation of human exposure to whole-body vibration—Part 2: Continuous and shock-induced vibration in buildings (1–80 Hz), 1989.

ISO 4866, MECHANICAL VIBRATION AND SHOCK VIBRATION OF BUILDINGS. Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on buildings, 1990.

JIMENO, C. L., JIMERO, E.L., and CARCEDO, F. J, A. Drilling and Blasting of Rocks. A. A. Balkema – Rotterdam. Pp. 391, 1995.

KALÁB Z., HRUBEŠOVÁ E., Evaluation of Seismic Effect of Traffic-Induced Vibrations. **Acta Montanistica Slovaca**, Volume 20(1) 33-37, 2015.

KELLEY, P. L., S. J. DELLORUSSO, C. J. RUSSO. **Building Response to Adjacent Excavation and Construction**. Proceedings of the American Society of Civil Engineers Annual Convention. Boston, MA. Pp. 80-97, 1998.

KIRZHNER, F., ROSENHOUSE, G., & ZIMMELS, Y., Attenuation of noise and vibration caused by underground trains, using soil replacement. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 21(5), 561-567, 2006.

KLIUKAS, R., JARAS, A., & KAČIANAUSKAS, R., **Investigation of traffic-induced vibration in Vilnius Arch-Cathedral Belfry**. **Transport**, 23(4), 323-329, 2008.

- LADEIRA DA MISERICORDIA E O NOVO BEM TOMBADO PELO IPHAN.  
Disponível em: <http://odia.ig.com.br/rio-de-janeiro/2017-09-28/ladeira-da-misericordia-e-o-novo-bem-tombado-pelo-iphan.html> . Acesso em: 25 nov. 2017.
- LAK, M. A., DEGRANDE, G., & LOMBAERT, G., The effect of road unevenness on the dynamic vehicle response and ground-borne vibrations due to road traffic. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 31(10), 1357-1377, 2011.
- LEI PUBLICA 95-87. Office of Surface Mining (OSM). Surface mining reclamation and enforcement provisions, 1997.
- LEP M., LUBEJ S., IVANIC A., **Ground vibrations: a neglected external cost in the life cycle of transportation infrastructure** - University of Maribor, Faculty of Civil Engineering, 2000.
- LOURENÇO, P. B. (1998). Avanços recentes na modelação de estruturas de alvenaria. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, série I**, 44, 27-32
- LOURENÇO, P. B. (2002). Computations on historic masonry structures. **Progress in Structural Engineering and Materials**, 4(3), 301-319
- MA, M., MARKINE, V., LIU, W. N., YUAN, Y., & ZHANG, F., Metro train-induced vibrations on historic buildings in Chengdu. **Journal of Zhejiang University-SCIENCE A**, 12(10), 782-793, China, 2011.
- MAPA DE CULTURA. Disponível em: <http://mapadecultura.rj.gov.br/home#prettyPhoto> . Acesso em: 13 nov. 2017.
- MORBIA, H.B., **Marysville Historic Commercial District** - Historic Structure Impact Report, Garavaglia Architecture, 2013.
- NCHRP 25-25/Task 72, **Current practices to address construction vibration and potential effects to historic buildings adjacent to transportation projects** . Wilson, Ihrig & Associates, Inc., ICF International, and Simpson, Gumpertz & Heger, Inc. 2012.
- OriginPro 8.0, Origin Lab, 2017 (<http://www.originlab.com/>)
- PANCHOLI V., SHAH J., PATEL R., Traffic Vibrations on Historical sites of Ahmedabad, **International Journal of Scientific & Engineering Research**, Volume 5, **Issue 3**, 2014.
- PAU, A., DE SORTIS, A., MARZELLOTTA, R., & VESTRONI, F., Health monitoring of cultural heritage using ambient and forced vibrations. **WIT Transactions on The Built Environment**, 82, 2005.

PN-85/B-02170. Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki [Evaluation of the harmfulness of building vibrations due to ground motion]. Polski Komitet normalizacji [Polish Committee for Standardization], miary łaski, 23 str. (in Polish).

RAMOS, L. F., MARQUES, L., LOURENÇO, P. B., DE ROECK, G., CAMPOS-COSTA, A., & ROQUE, J. (2010). Monitoring historical masonry structures with operational modal analysis: two case studies. **Mechanical systems and signal processing**, 24(5), 1291-1305.

RIO DE JANEIRO – PATRIMONIO CULTURAL: 231 bens tombados. Disponível em: [http://www.copa2014.gov.br/pt-br/brasilecopa/cultura/riodejaneiro\\_patrimonio](http://www.copa2014.gov.br/pt-br/brasilecopa/cultura/riodejaneiro_patrimonio) . Acesso em: 25 nov. 2017.

ROCHA, I., Tijolo por Tijolo – **Construindo alvenarias no vale do Paraíba Fluminense** 1820/1890 – Tese de doutorado. PROARQ/FAU/UFRJ - 2012

RONALDO ALMEIDA – Fotografia. Disponível em: <https://www.ronaldoalmeidafotografia.com/wwwronaldoalmeidafotografiacom-c199t> . Acesso em: 16 nov. 2017.

SAINT-FELIX, A. J. M. de. **Architecture rurale, théorique et pratique**. 3<sup>a</sup> ed. Toulouse: Jean-Matthieu Douladoure, 1858.

SANTA RITA DURÃO. Disponível em: <http://www.mariana.mg.gov.br/distritos/santa-rita-durao> . Acesso em: 18 nov. 2017;

SÃO ROQUE – Sede do Sítio Santo Antônio. Disponível em: <http://www.infopatrimonio.org/?p=525#!/map=38329&loc=-23.501237770000007,-47.08899469,17> . Acesso em: 18 nov. 2017;

SILVA TELLES, Pedro Carlos. **História da Engenharia no Brasil: séculos XVI a XIX**. 2<sup>a</sup> ed. Rio de Janeiro: Clavero, 1994.

SN 640 312a - SWISS STANDARDS, 1992, , Les ébranlements. Effet des ébranlements sur le construction, 1992.

THEATRO MUNICIPAL DO RIO DE JANEIRO. Teatro Municipal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro: Salamandra Consultoria editorial. 1913.

TOMAŽEVIČ, M., ŽNIDARIČ, A., KLEMENC, I., & LAVRIČ, I., The influence of traffic induced vibrations on seismic resistance of historic stone masonry buildings. In **Proceedings of the twelfth European conference on earthquake engineering**, paper (Vol. 631), 2002.

TOPLAK, S., IVANIC, A., JELUSIC, P., & LUBEJ, S., Measurement, prediction and modeling the impact of vibration as the possibility of protection cultural heritage objects. **International Journal of Physical Sciences**, 9(22), 495-505, 2014.

UNI 9916, Criteri di misurazione e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici, 2014.

VASCONCELLOS, S, Arquitetura no Brasil Sistemas Construtivos – Belo Horizonte: Rona Editora, 1979.

WATTS G. R., Transport and Road Research Laboratory, <http://worldcat.org/issn/02667045> Publisher: Transport and Road Research Laboratory (TRRL) ISSN: 0266-7045, 1990.

WHIFFIN, A.C., D.R. LEONARD, **A Survey of Traffic-induced Vibrations** , RRL Report LR418, Road Research Laboratory, Crowthorne, England, 1971.

WISS, J. F., Construction Vibrations: State-of-the-Art. **Journal of the Geotechnical Engineering Division** 107(2): 167–181, 1981.

WOOTTON L. R., BSc, PhD, MICE, Ceng., Protecting buildings against ground - borne vibration - **Revista Ground Engineering**, 1975.

XU Y.L., HONG X.J., Stochastic modeling of traffic- induced building vibration. **Journal of Sound and Vibration** 313 (1-2), 2008.

NATIVOS BRASILEIROS 27 ABRIL 2016: Blog referente a situação de geografia. Disponível em: <http://nbredes.blogspot.com.br/2016/04/moradia-indigena.html> . Acesso em : 30 nov. 2017;



## 8 Anexo

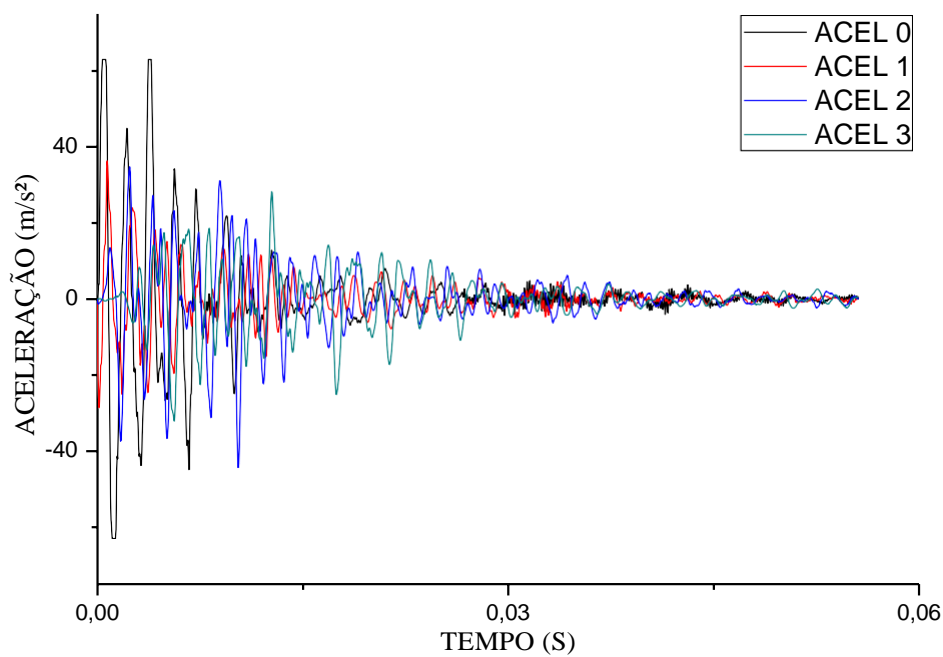


Figura 8.1 Aceleração vertical da parede 1 submetida a carga móvel na base da parede

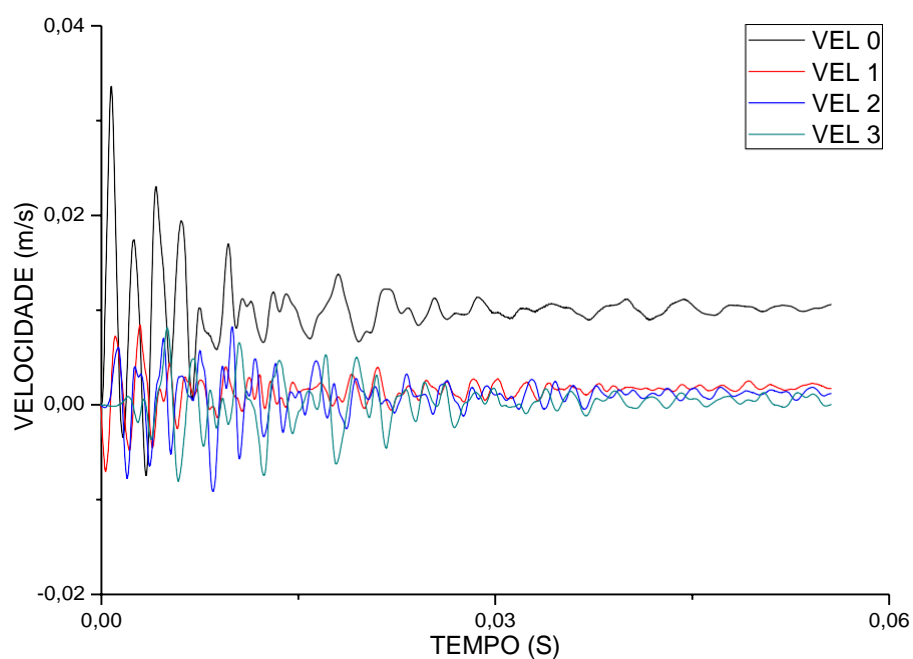


Figura 8.2 Velocidade vertical da parede 1 submetida a carga móvel na base da parede

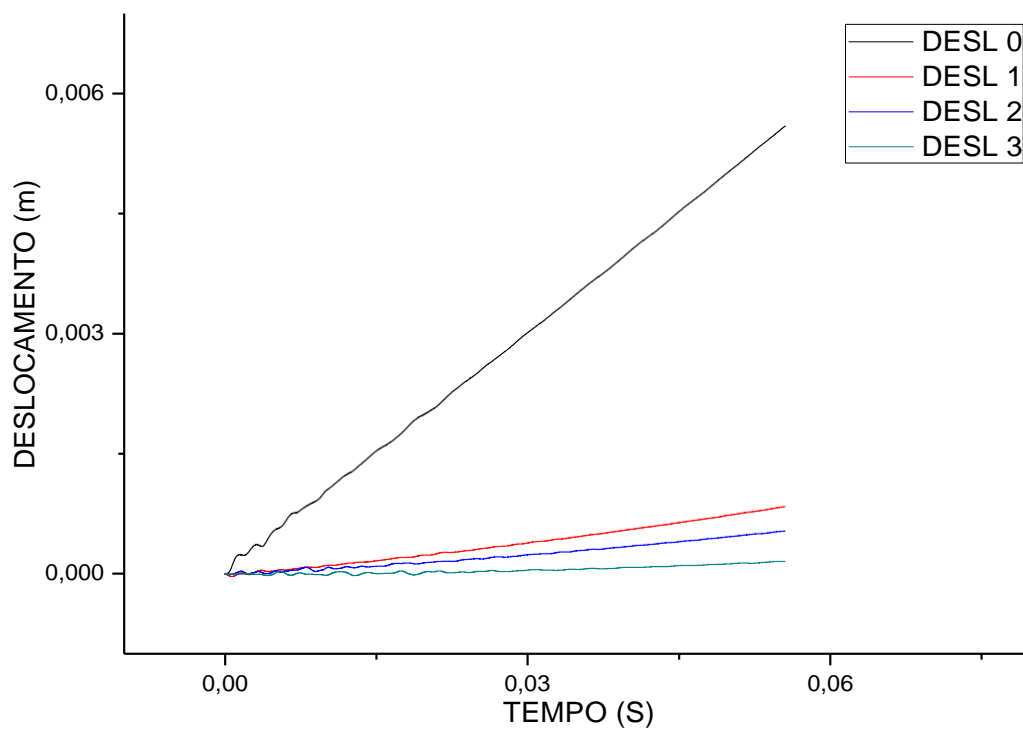


Figura 8.3 Deslocamento vertical da parede 1 submetida a carga móvel na base da parede

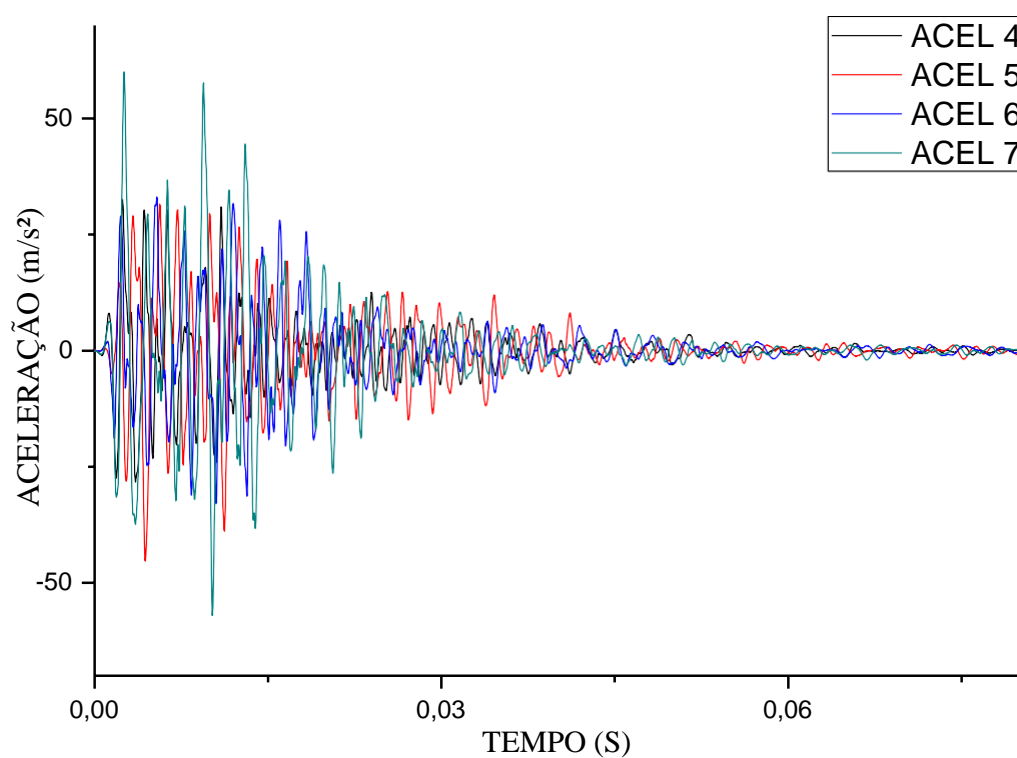


Figura 8.4 Aceleração horizontal da parede 1 submetida a carga móvel na base da parede

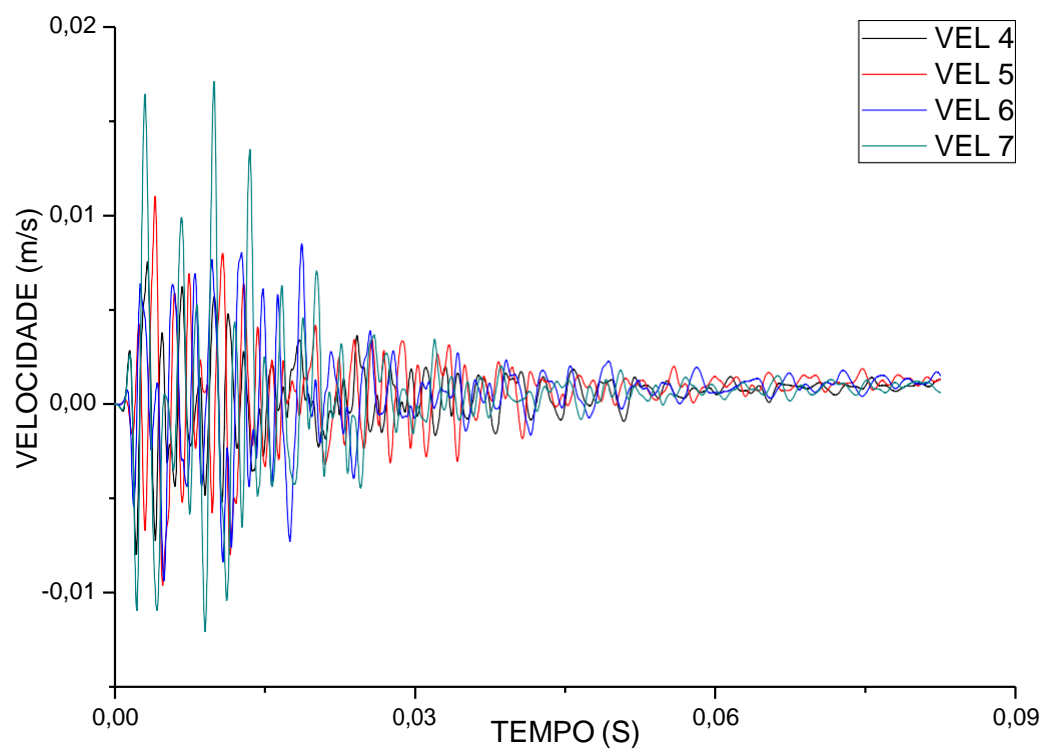


Figura 8.5 Velocidade horizontal da parede 1 submetida a carga móvel na base da parede

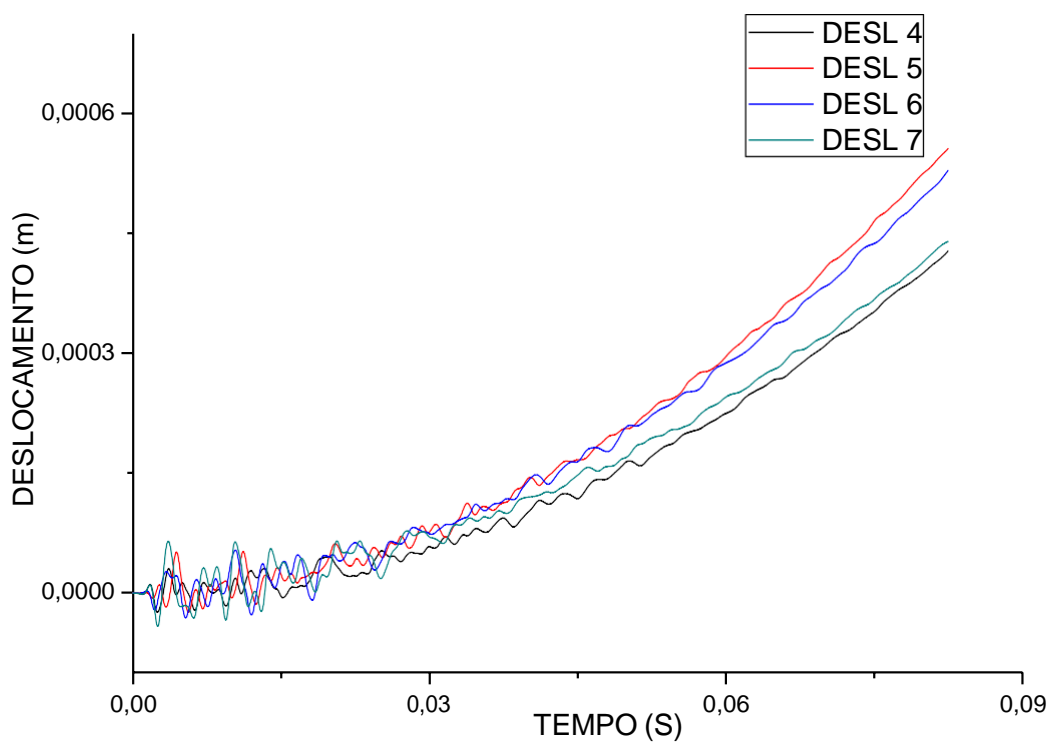


Figura 8.6 Deslocamento horizontal da parede 1 submetida a carga móvel na base da parede

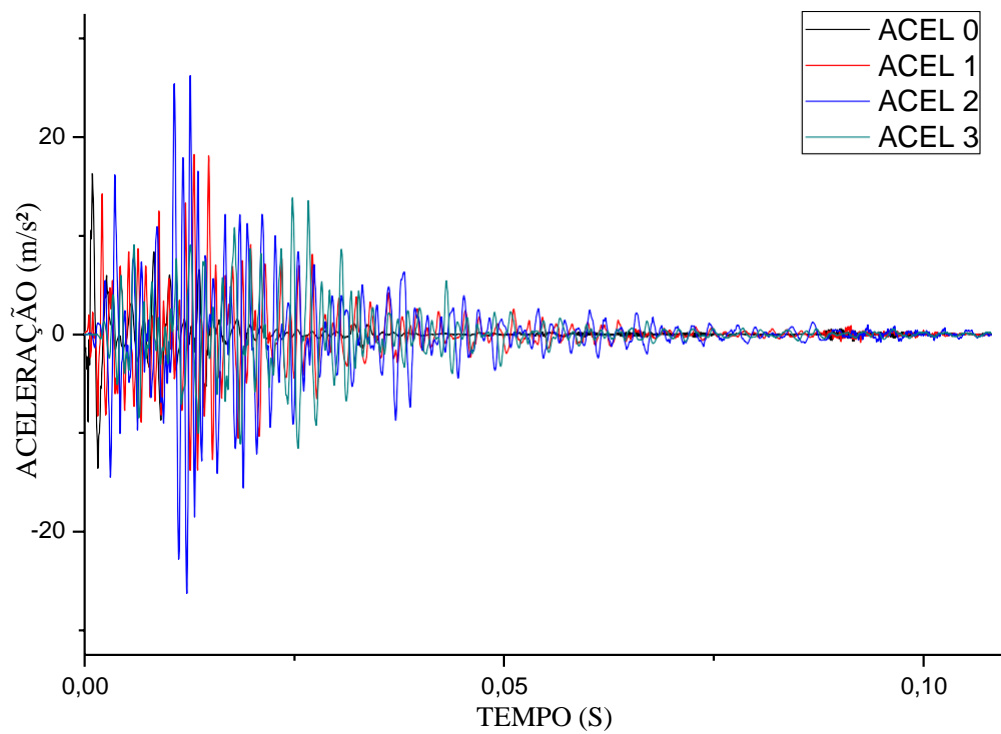


Figura 8.7 Aceleração vertical da parede 1 submetida a carga móvel no chão do laboratório

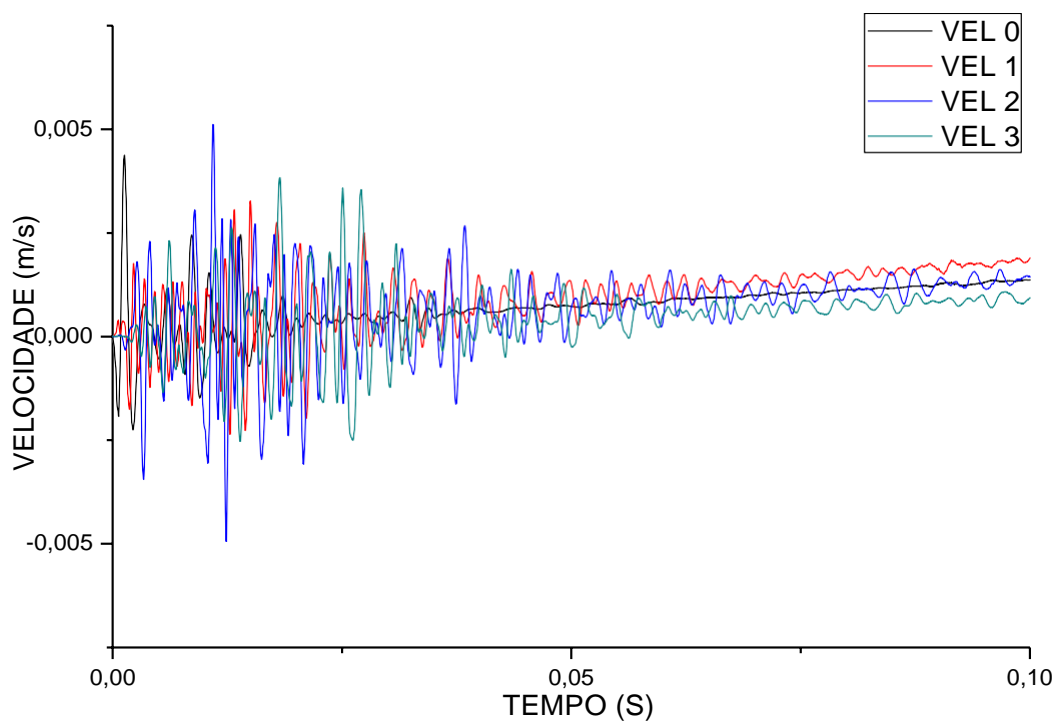


Figura 8.8 Velocidade vertical da parede 1 submetida a carga móvel no chão do laboratório

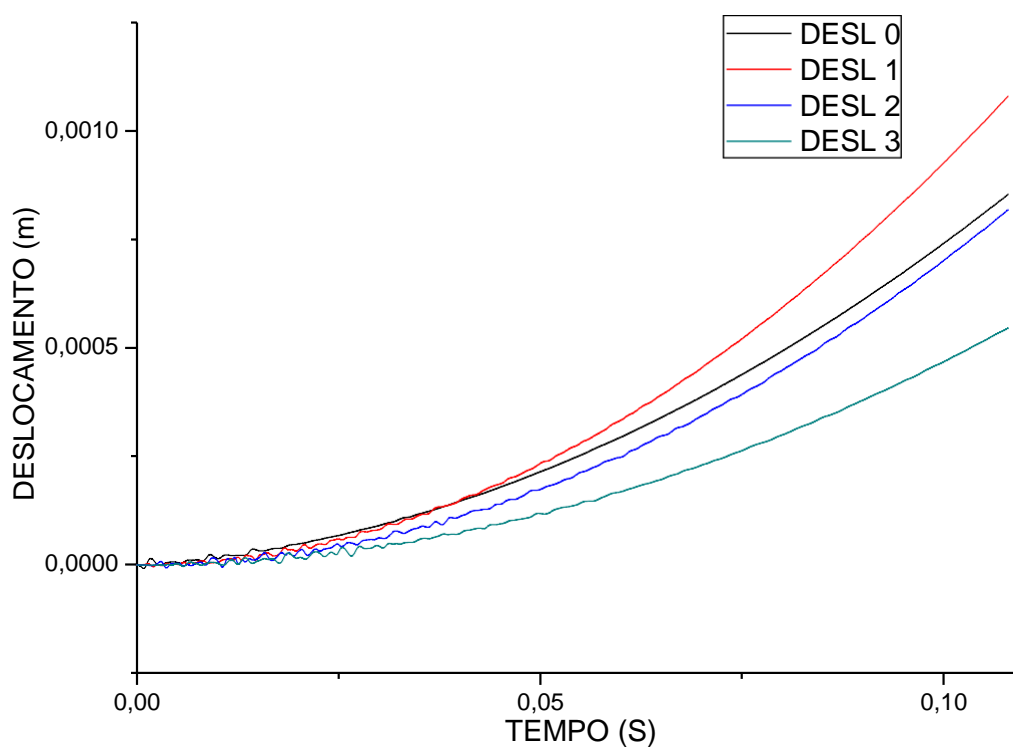


Figura 8.9 Deslocamento vertical da parede 1 submetida a carga móvel no chão do laboratório

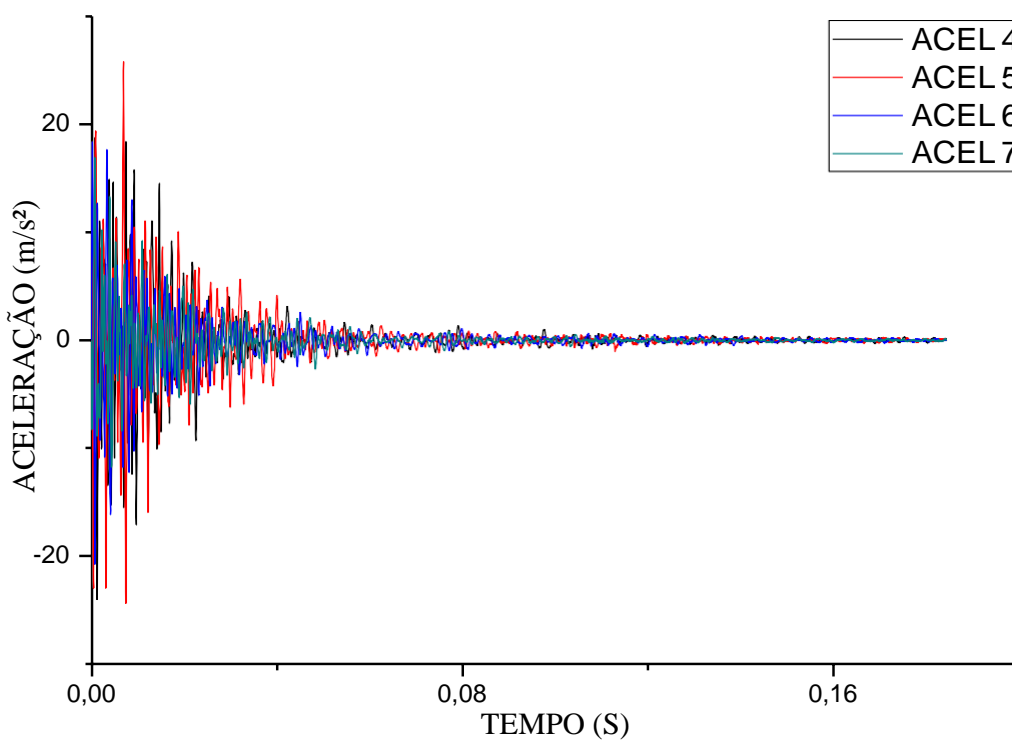


Figura 8.10 Aceleração horizontal da parede 1 submetida a carga móvel no chão do laboratório

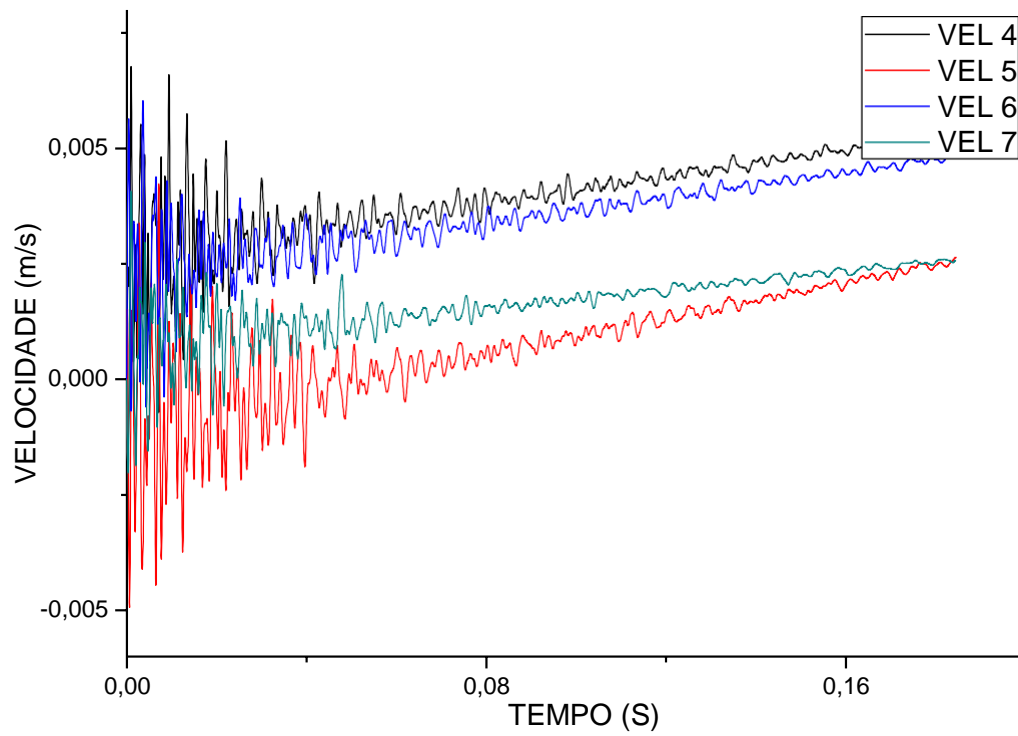


Figura 8.11 Velocidade horizontal da parede 1 submetida a carga móvel no chão do laboratório

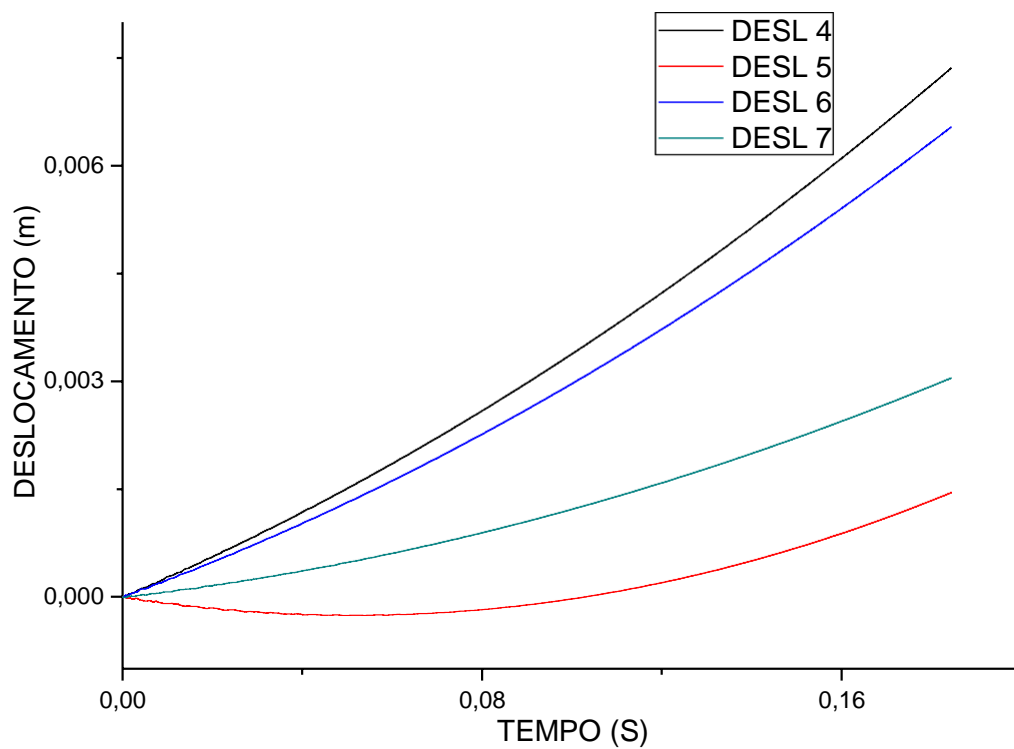


Figura 8.12 Deslocamento horizontal da parede 1 submetida a carga móvel no chão do laboratório

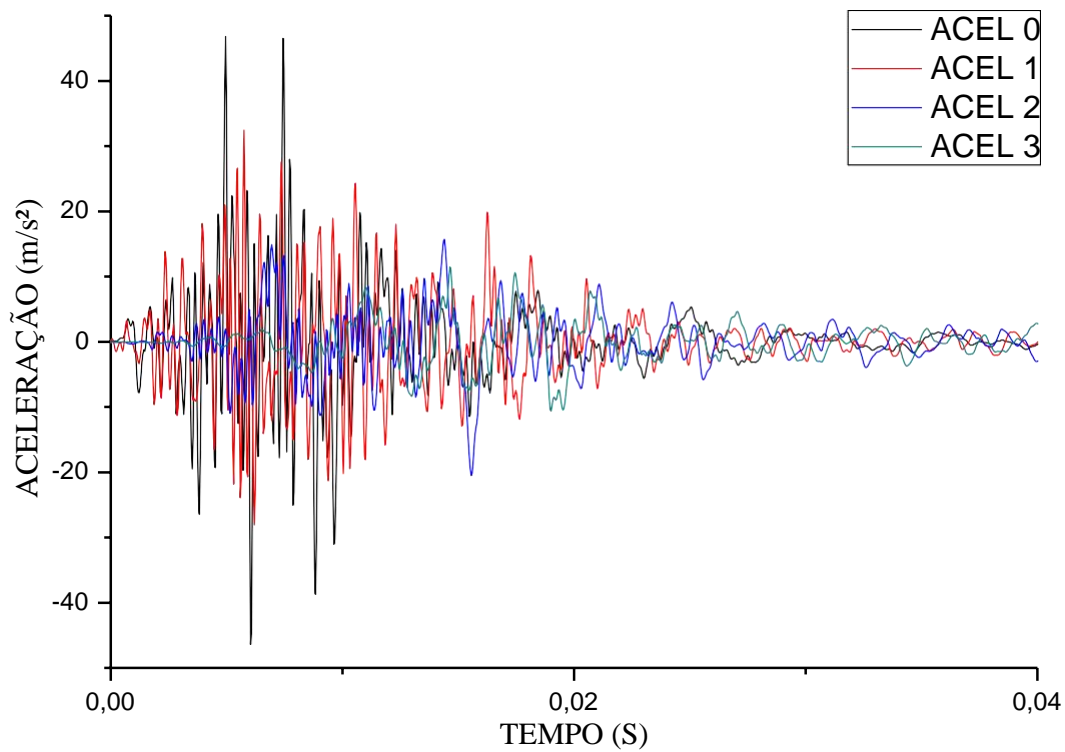


Figura 8.13 Aceleração vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  na base da parede

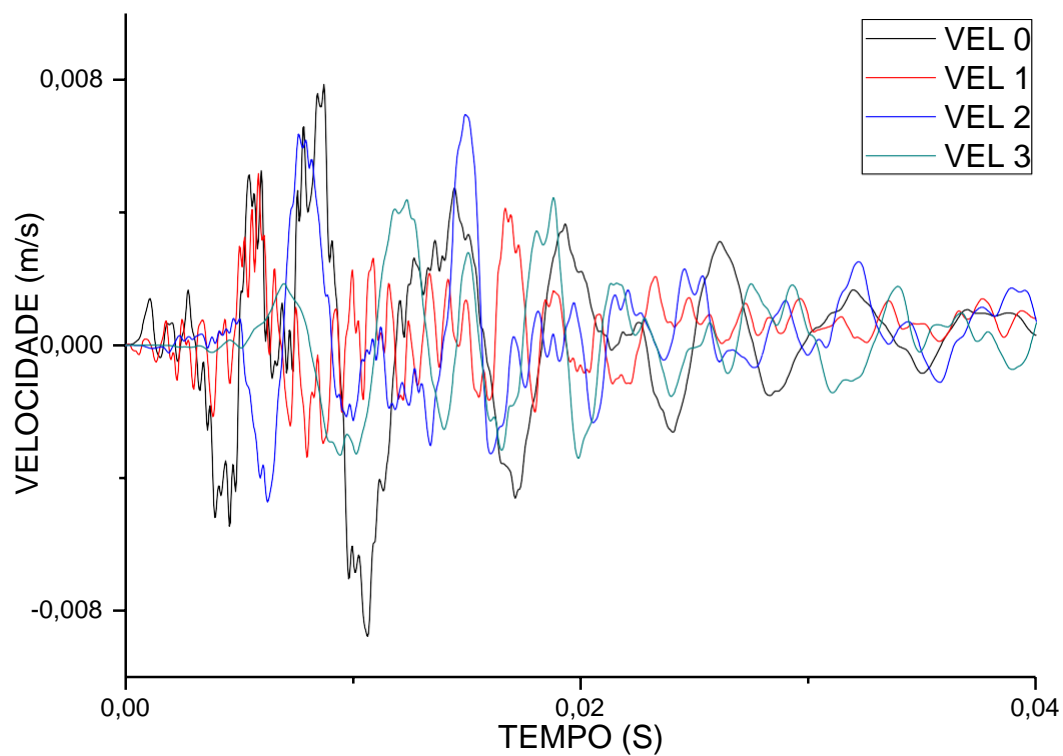


Figura 8.14 Velocidade vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  na base da parede

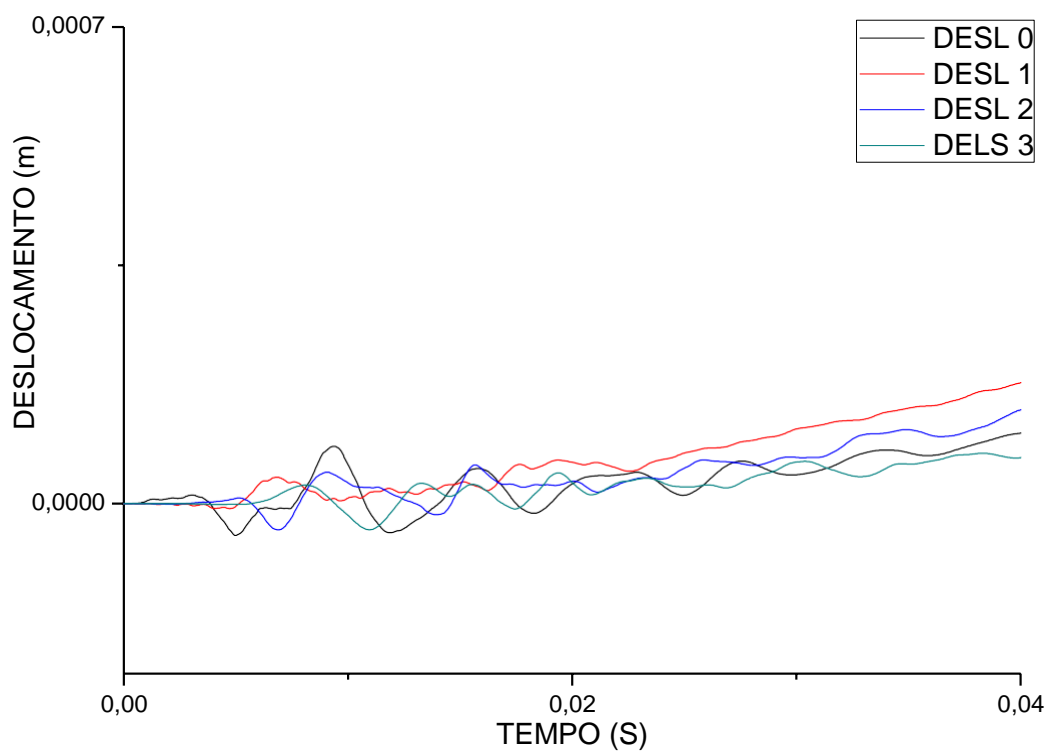


Figura 8.15 Deslocamento vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  na base da parede

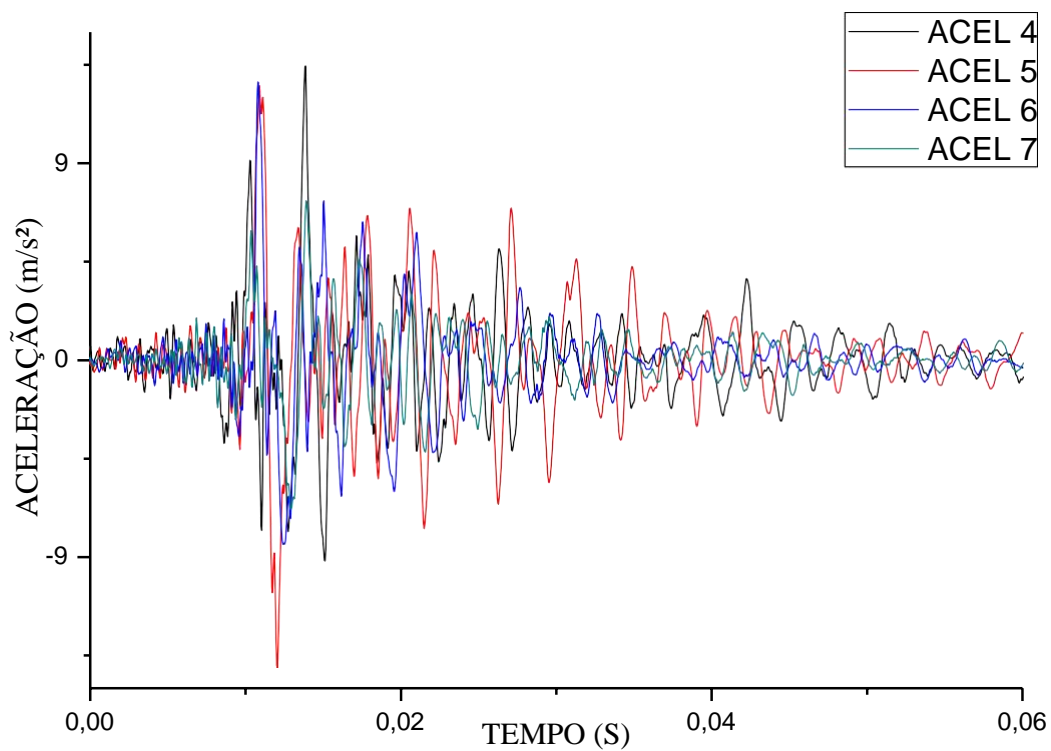


Figura 8.16 Aceleração horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  na base da parede



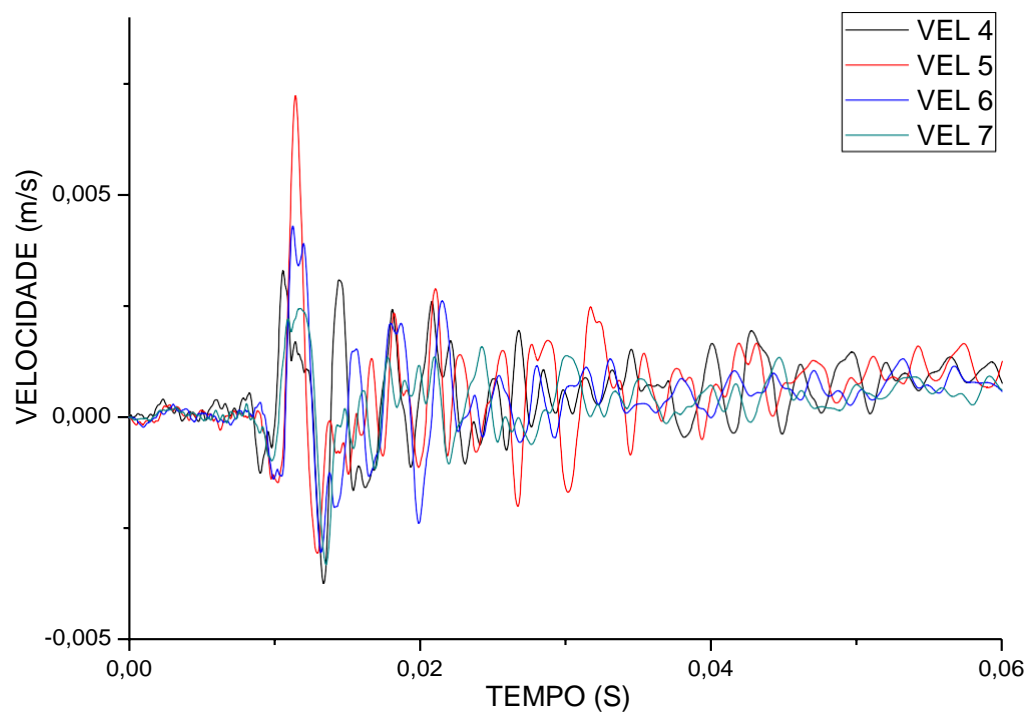


Figura 8.17 Velocidade horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  na base da parede

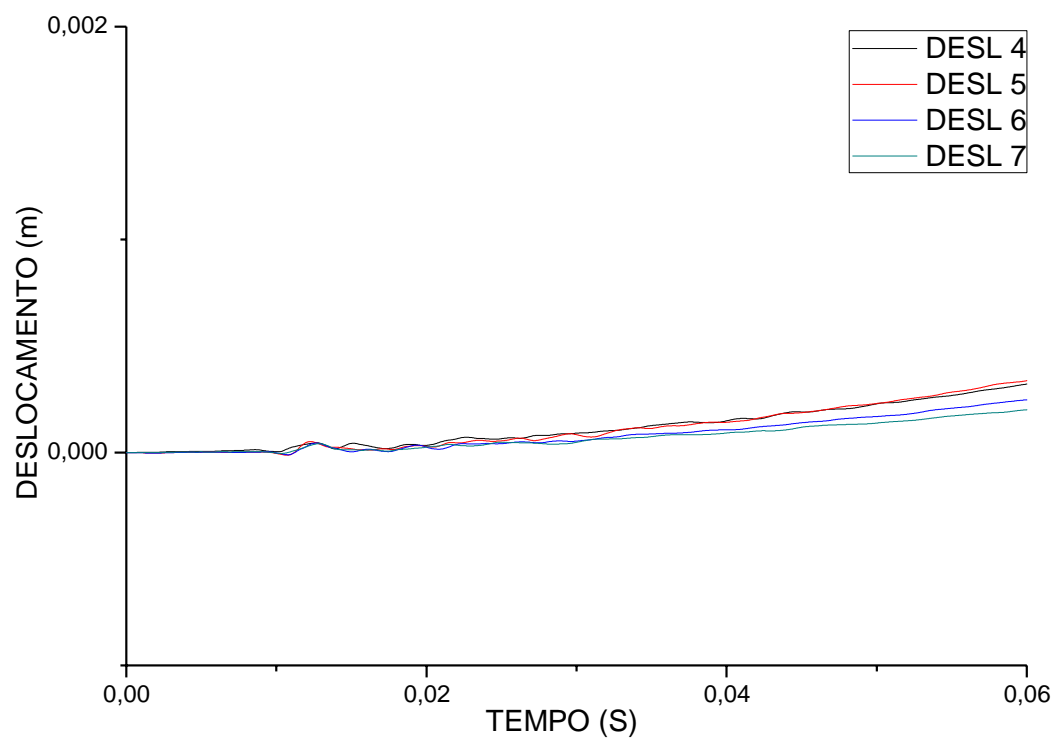


Figura 8.18 Deslocamento horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  na base da parede

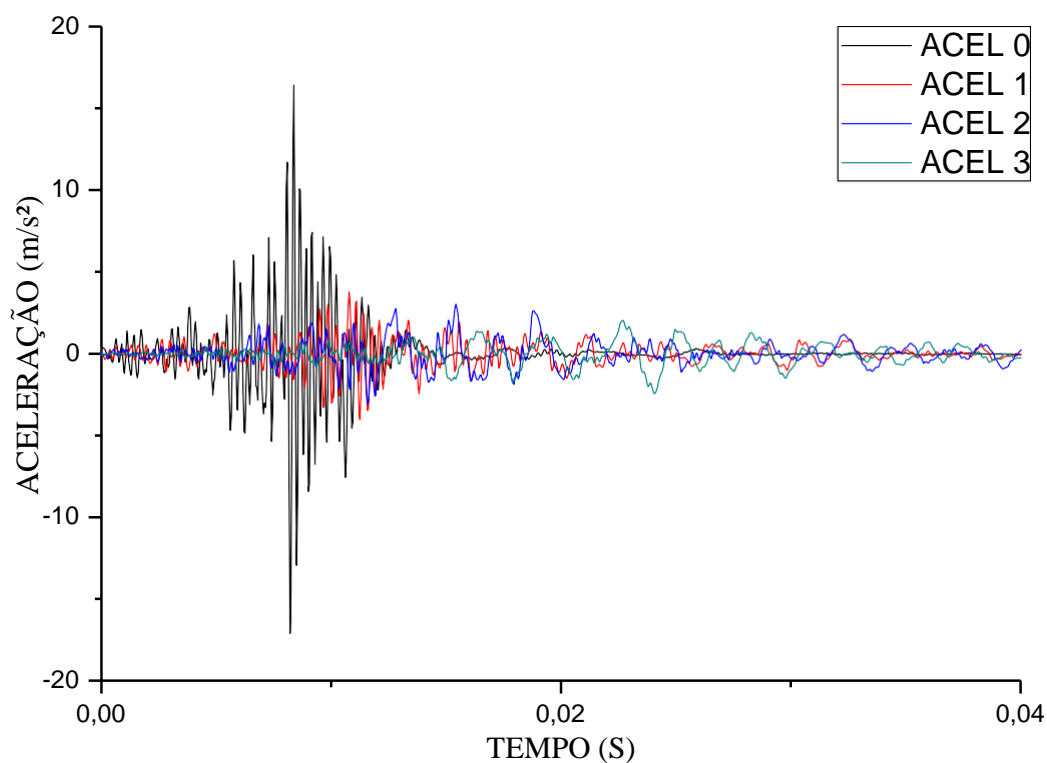


Figura 8.19 Aceleração vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  no chão do laboratório

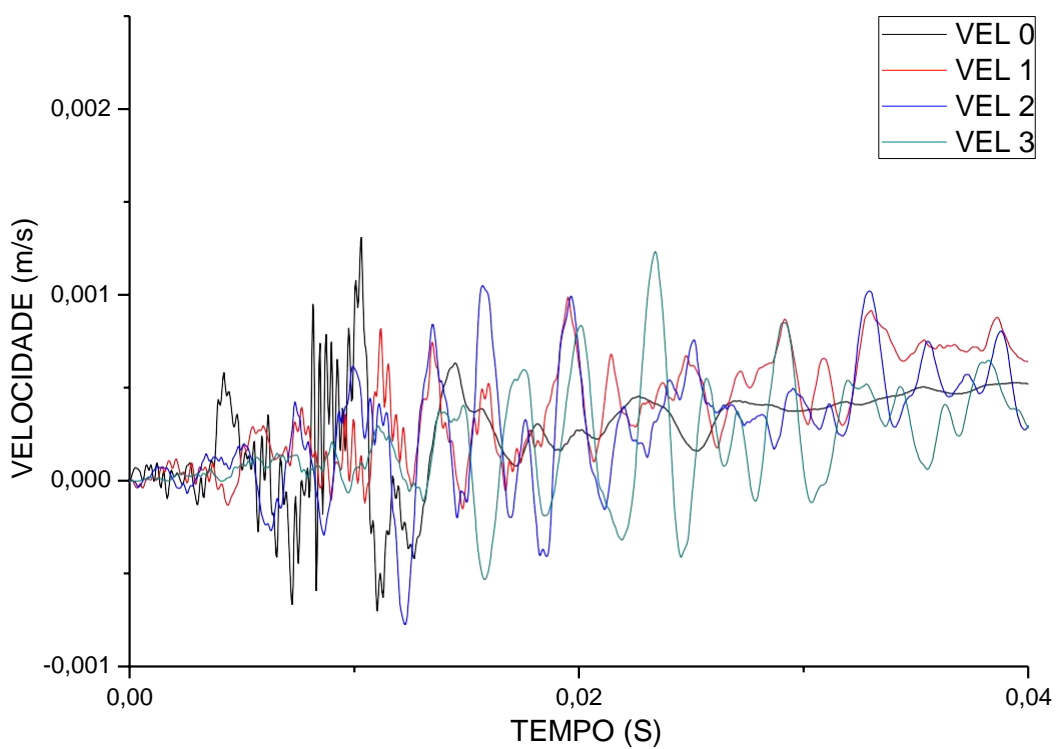


Figura 8.20 Velocidade vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  no chão do laboratório

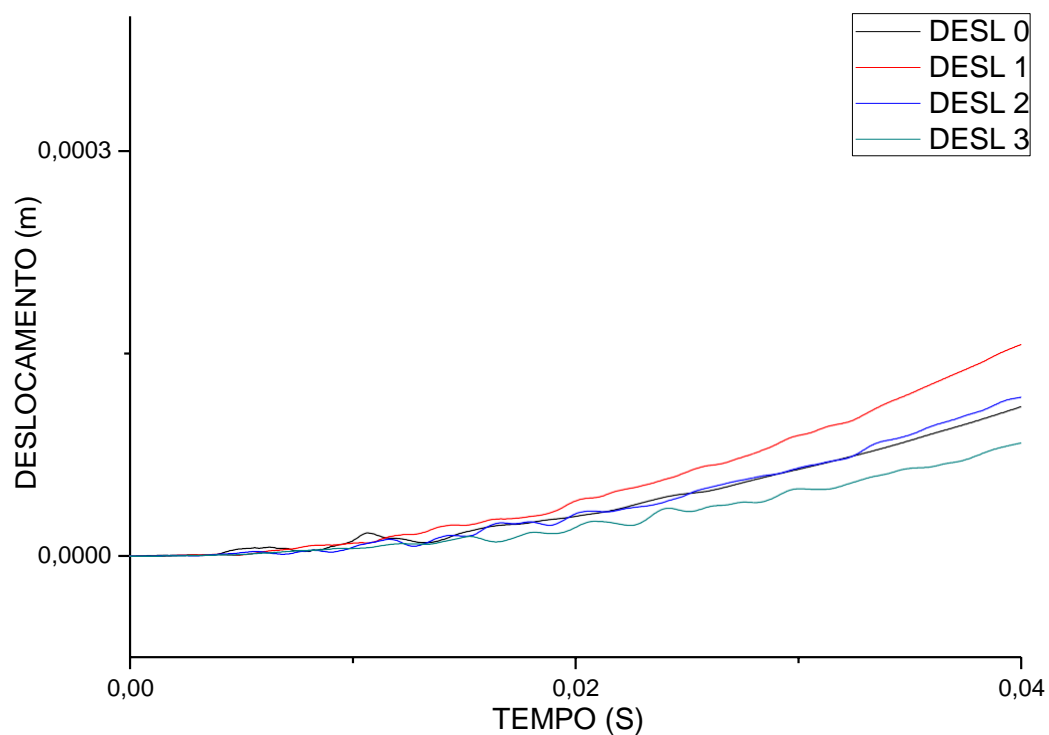


Figura 8.21 Deslocamento vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  no chão do laboratório

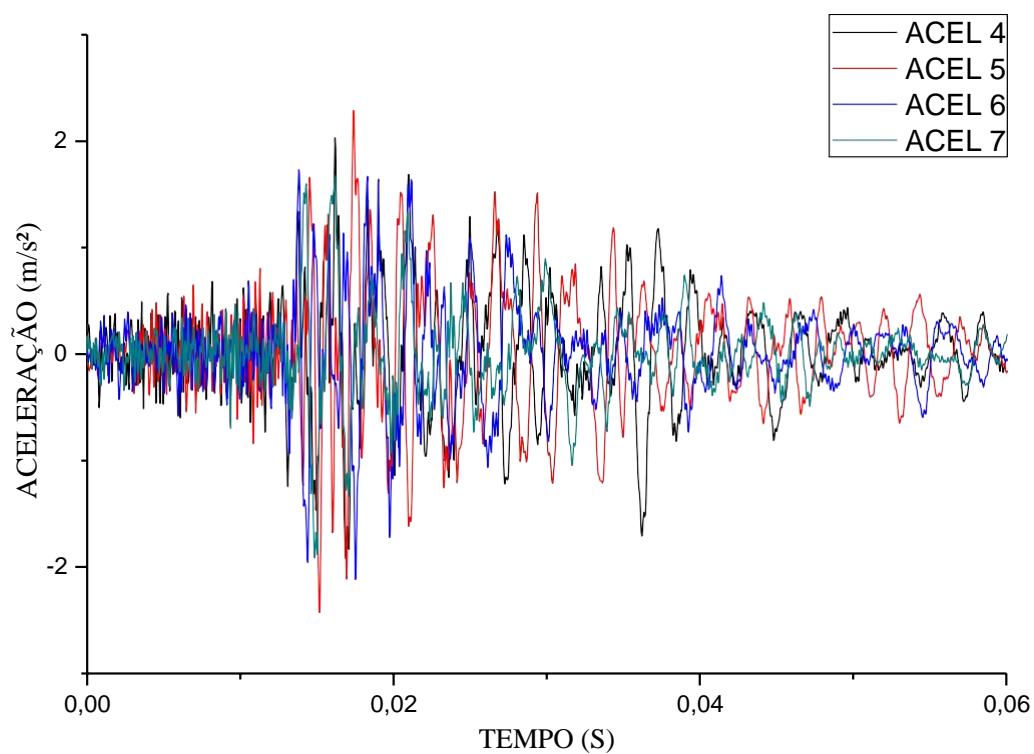


Figura 8.22 Aceleração horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  no chão do laboratório

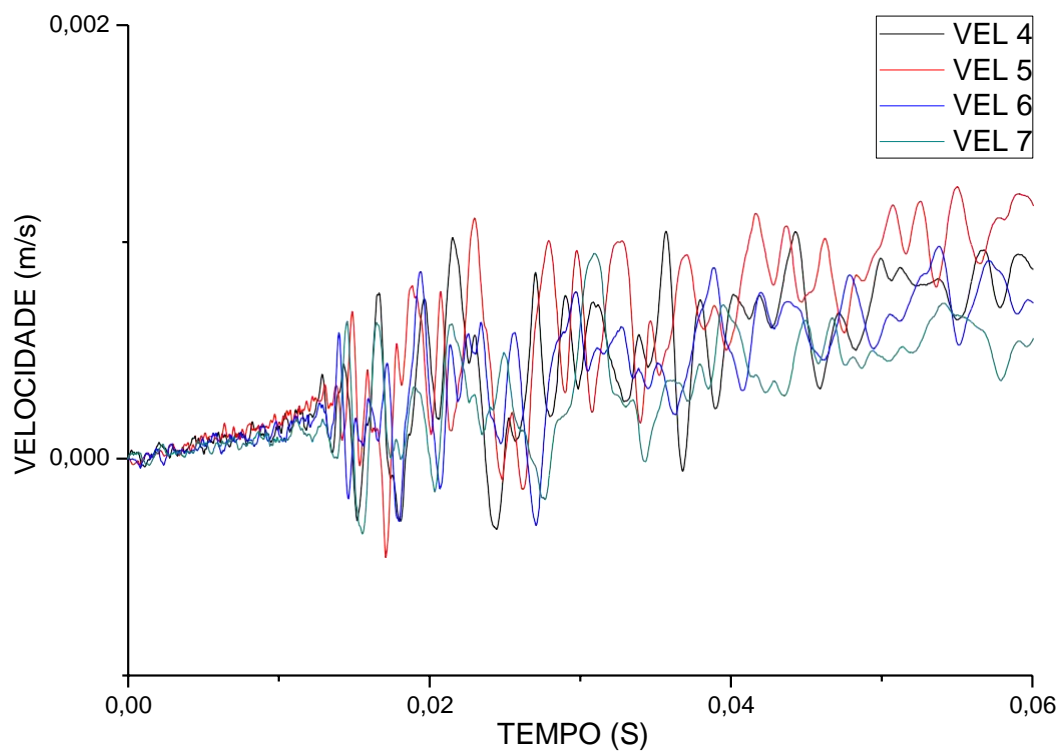


Figura 8.23 Velocidade horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  no chão do laboratório

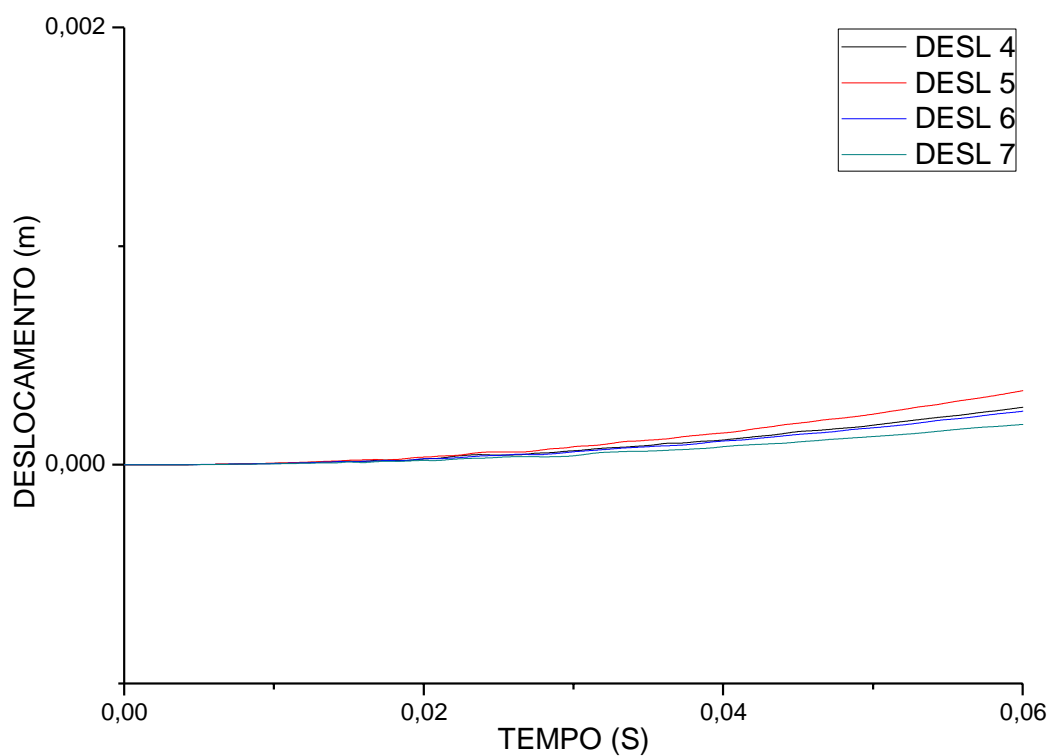


Figura 8.24 Deslocamento horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  no chão do laboratório

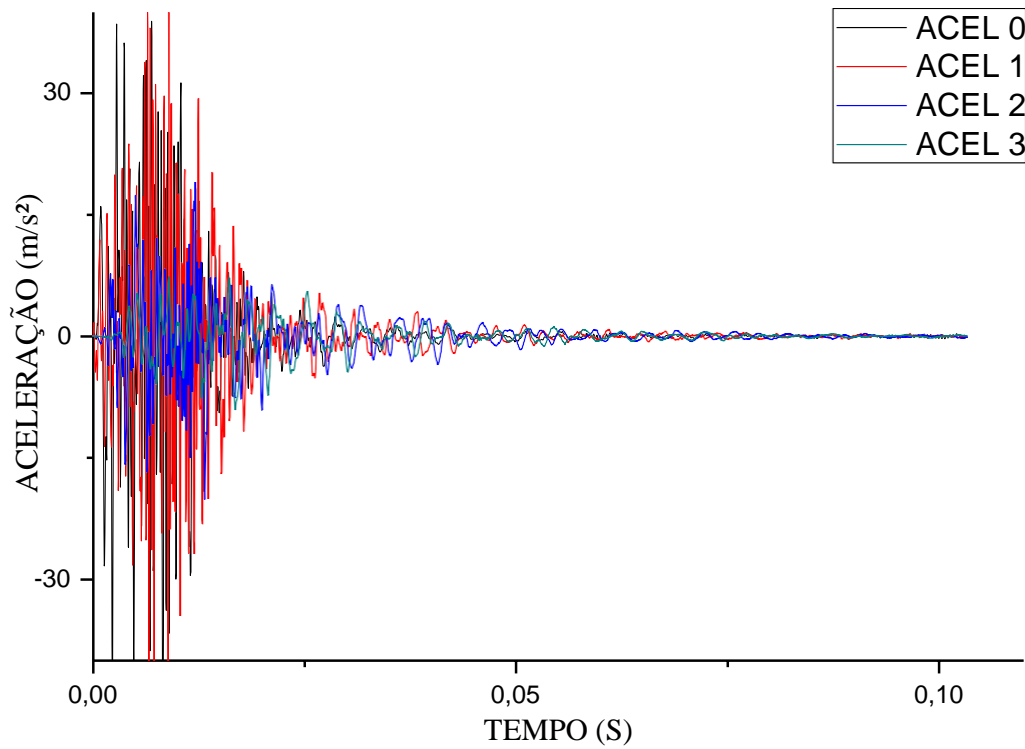


Figura 8.25 Aceleração vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  na base da parede

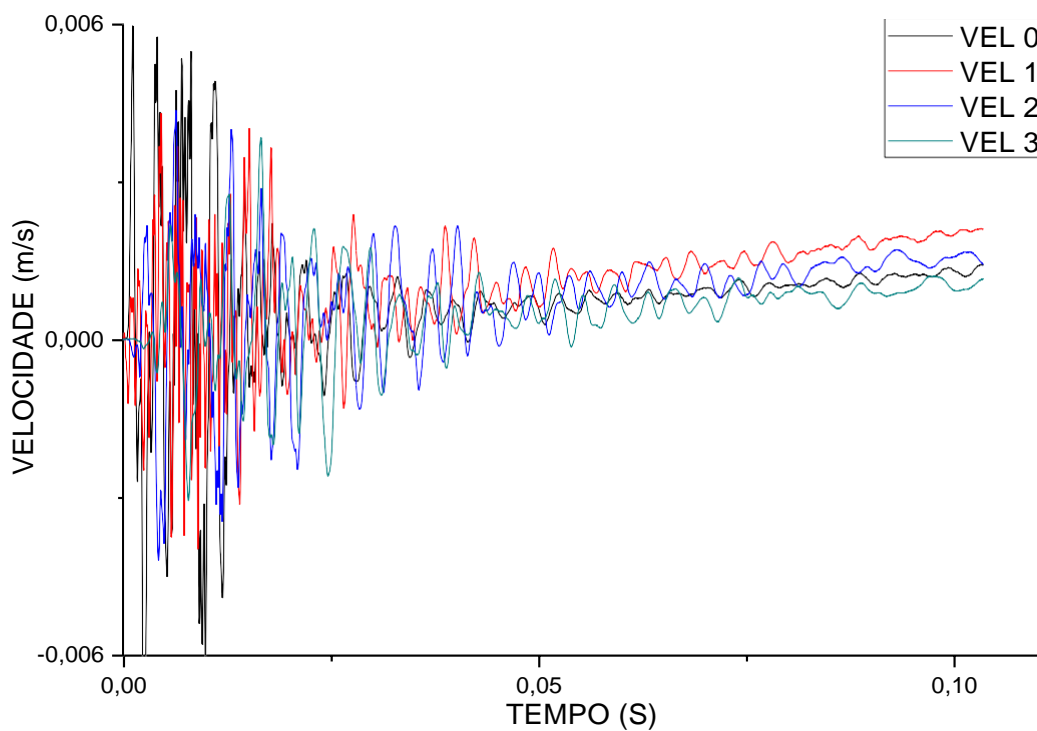


Figura 8.26 Velocidade vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  na base da parede

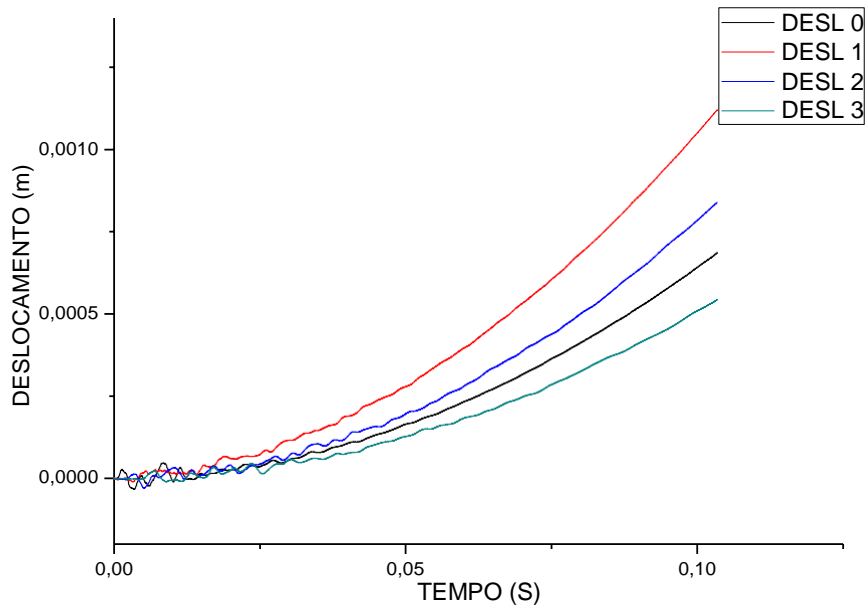


Figura 8.27 Deslocamento vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  na base da parede

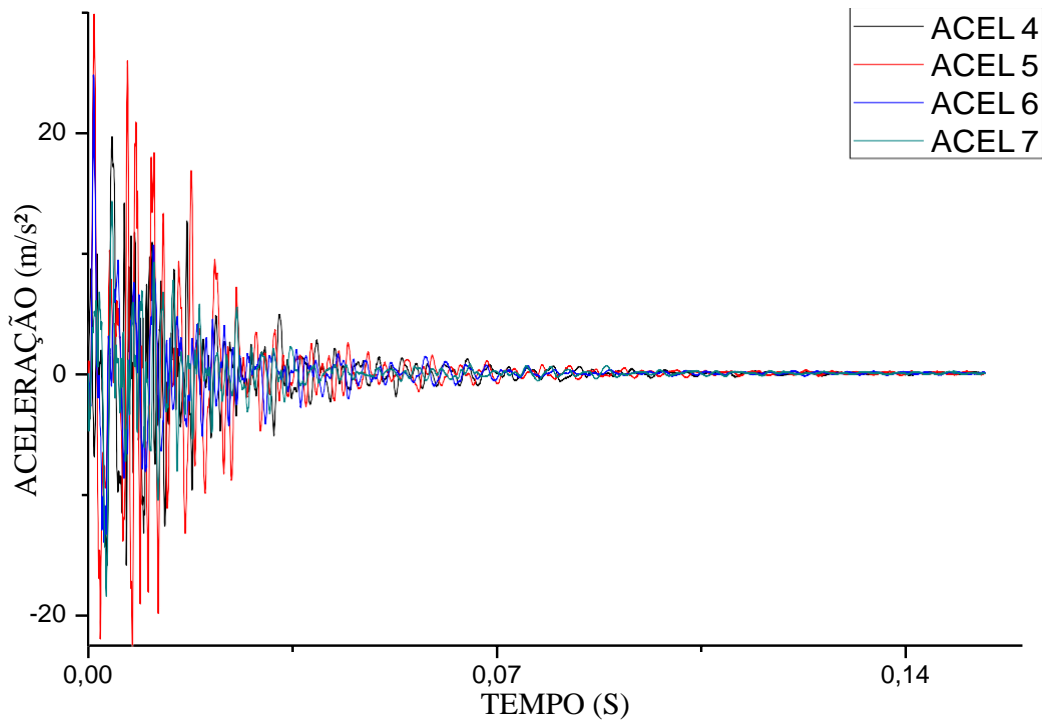


Figura 8.28 Aceleração horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  na base da parede

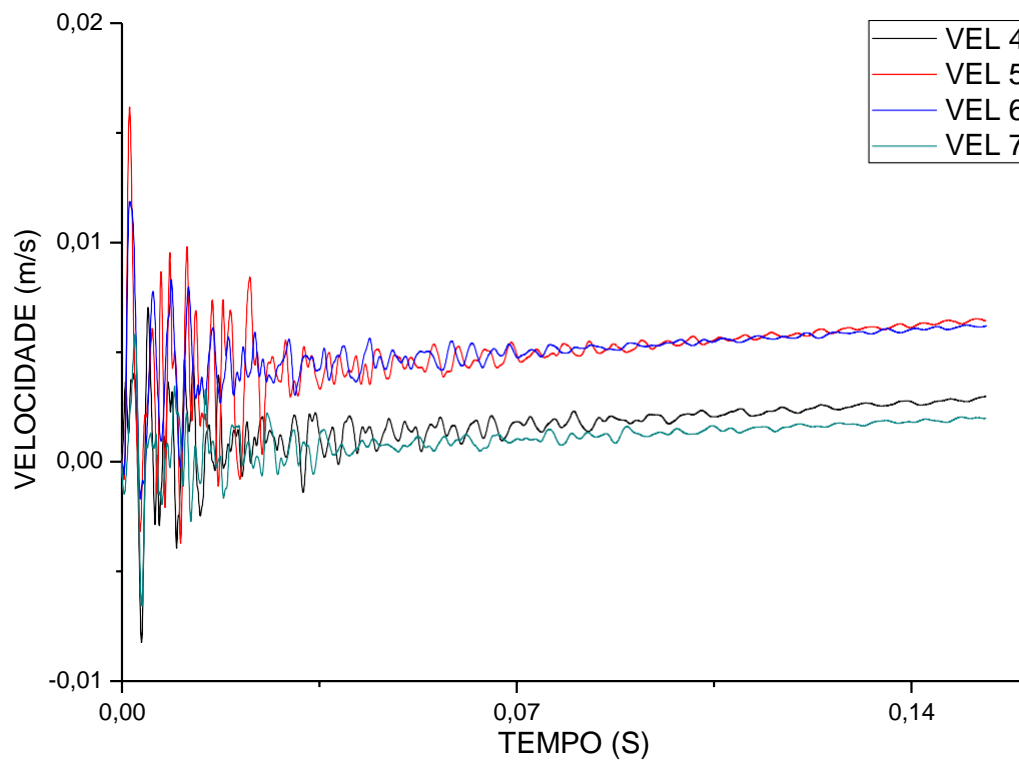


Figura 8.29 Velocidade horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  na base da parede

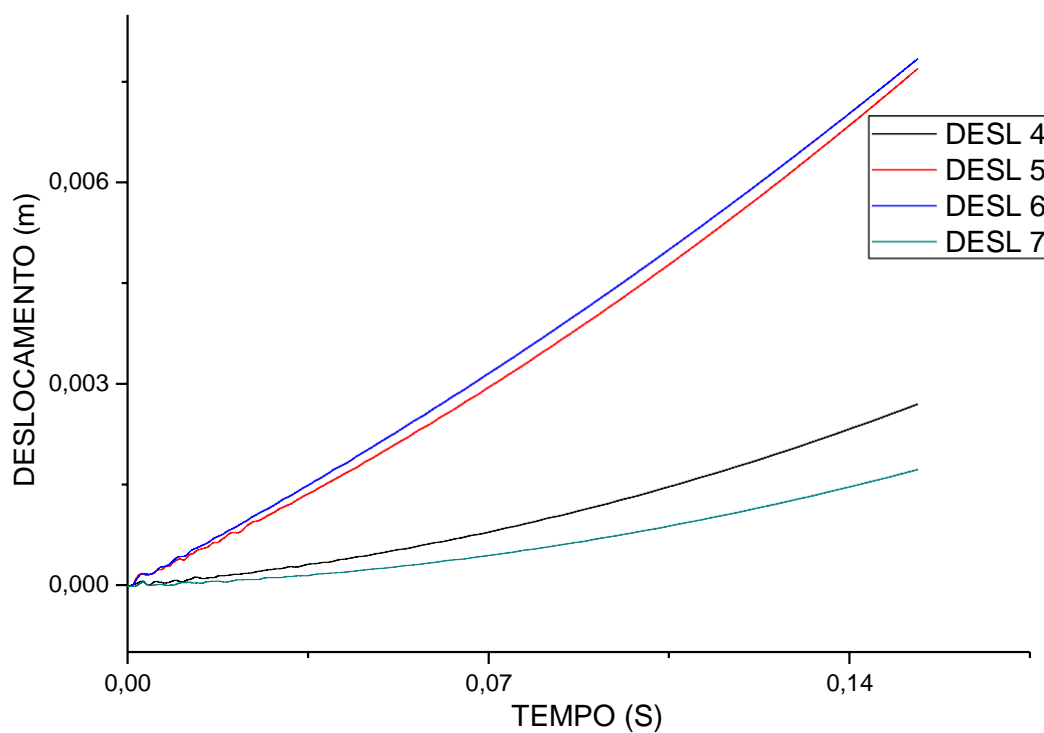


Figura 8.30 Deslocamento horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  na base da parede

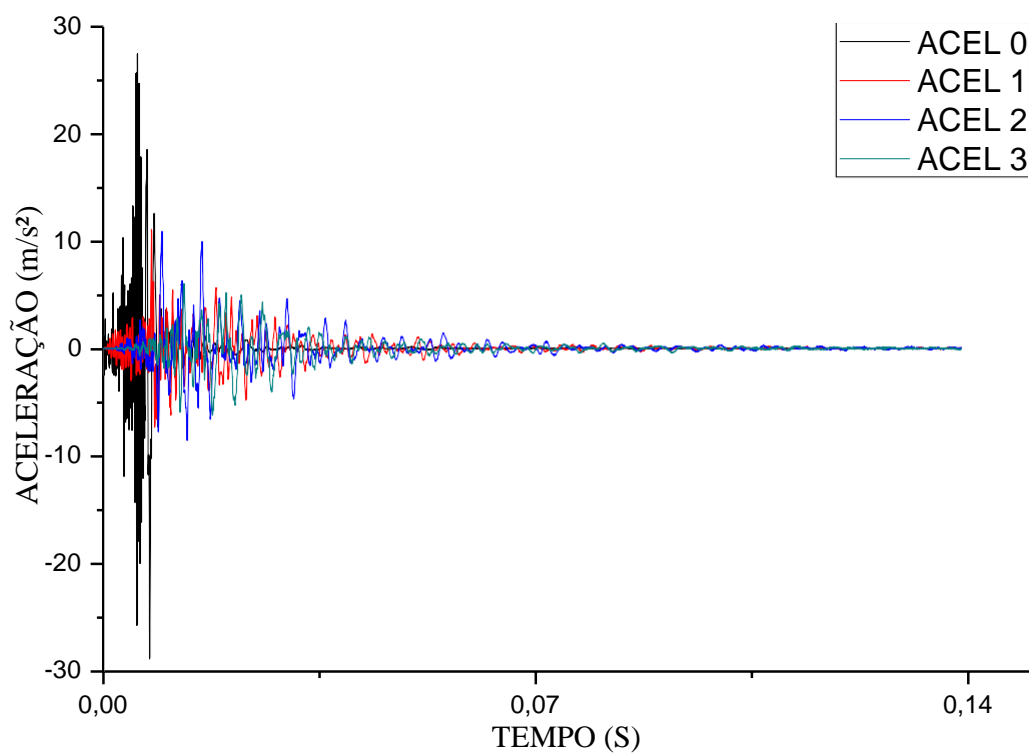


Figura 8.31 Aceleração vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  no chão do laboratório

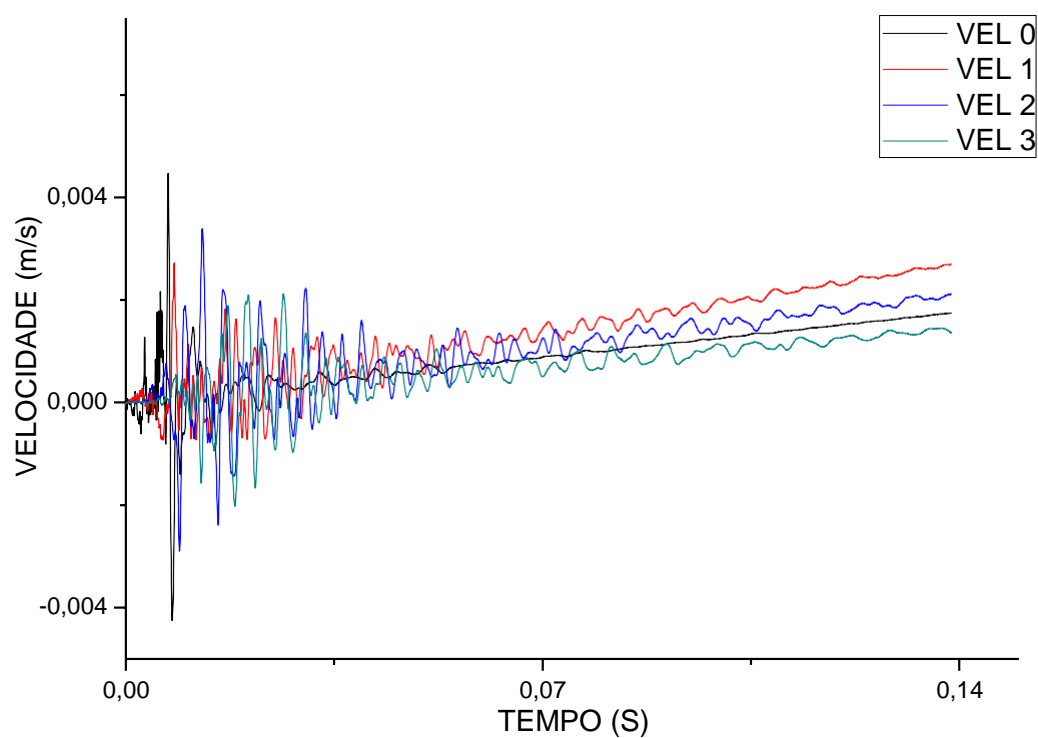


Figura 8.32 Velocidade vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  no chão do laboratório



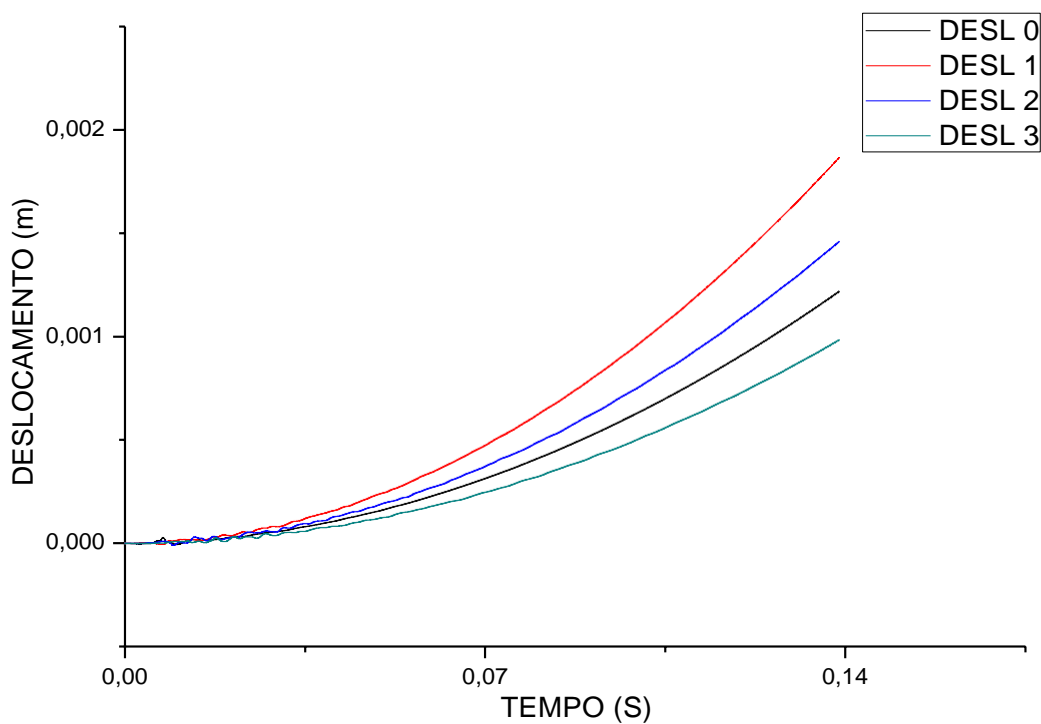


Figura 8.33 Deslocamento vertical da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  no chão do laboratório

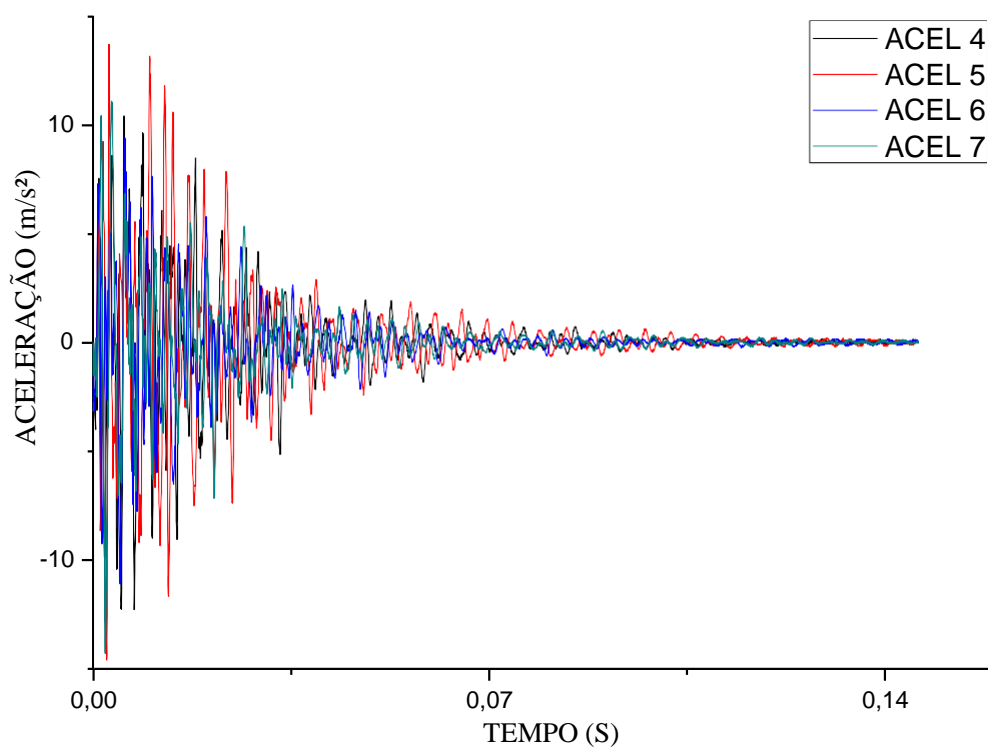


Figura 8.34 Aceleração horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  no chão do laboratório

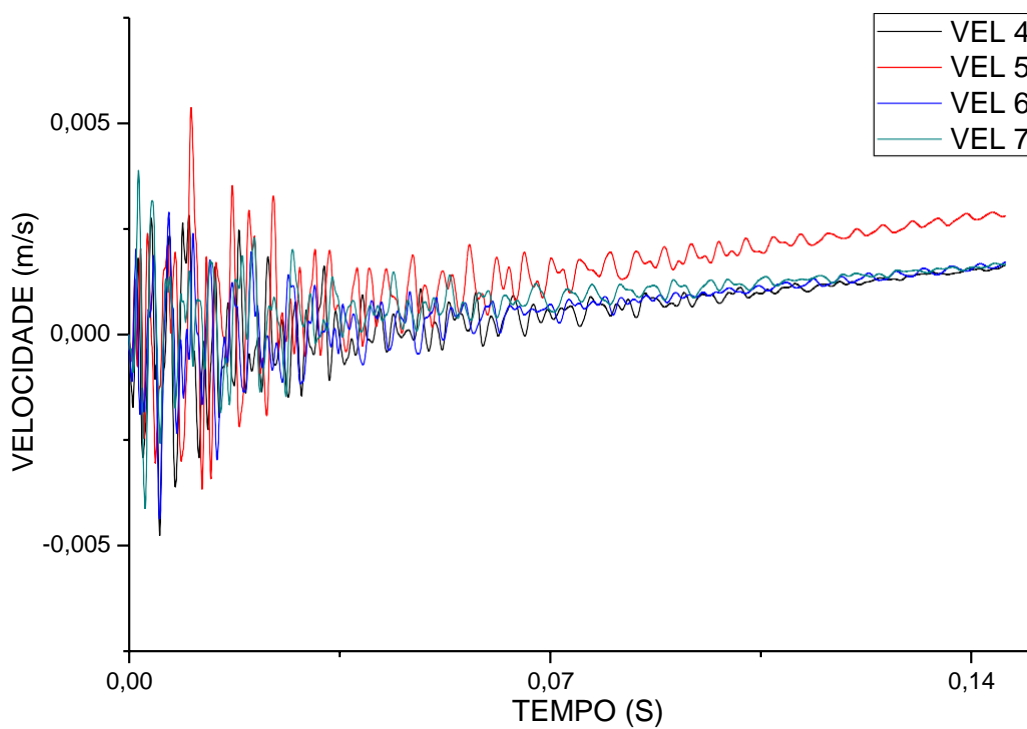


Figura 8.35 Velocidade horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  no chão do laboratório

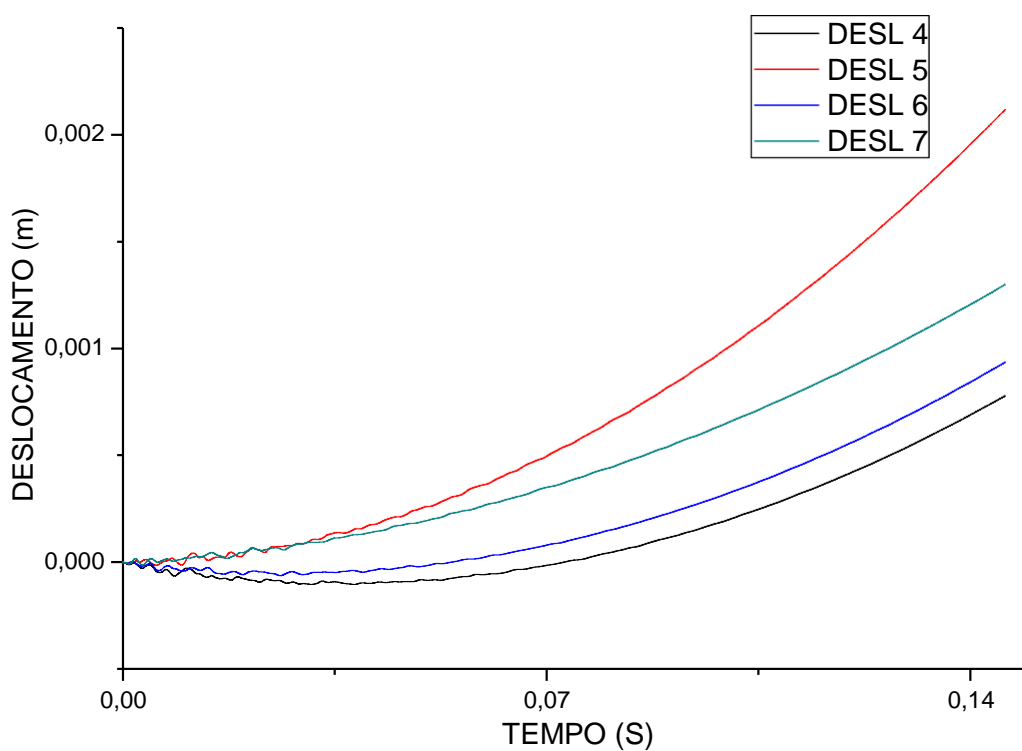


Figura 8.36 Deslocamento horizontal da parede 1 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  no chão do laboratório

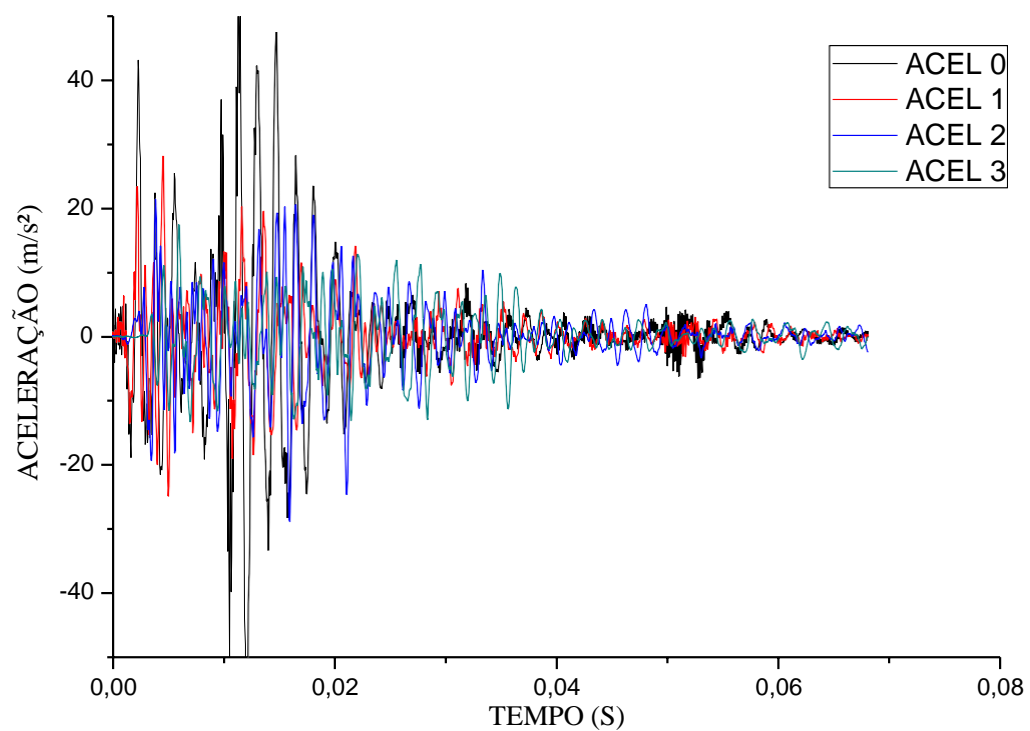


Figura 8.37 Aceleração vertical da parede 2 submetida a carga móvel na base da parede

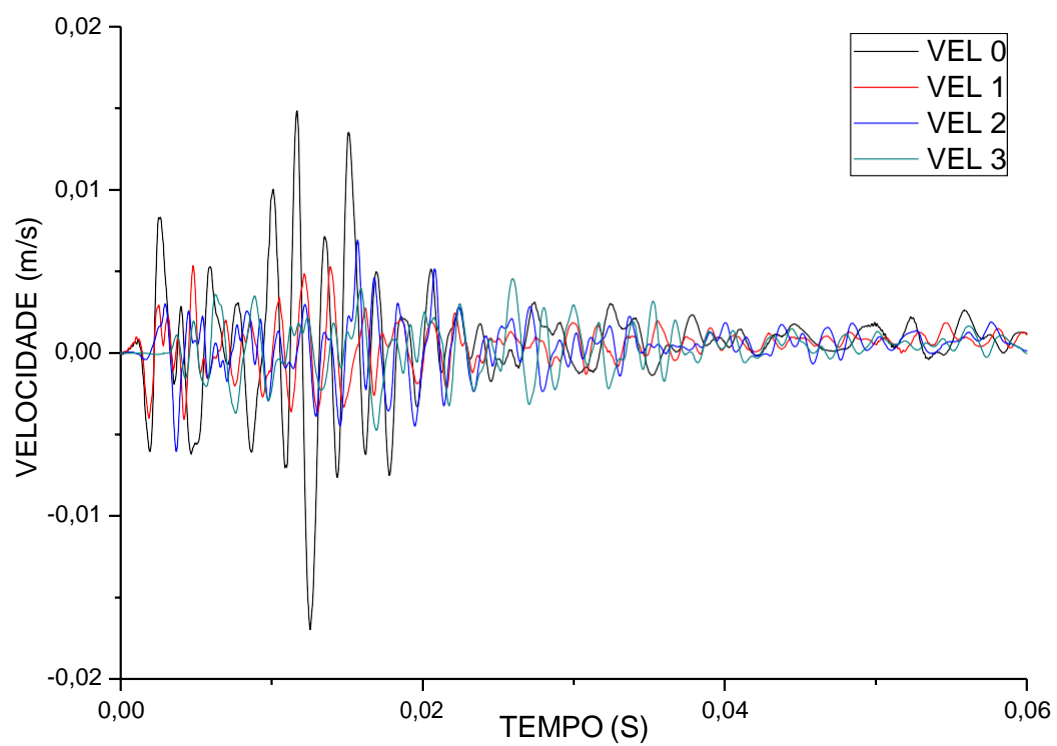


Figura 8.38 Velocidade vertical da parede 2 submetida a carga móvel na base da parede

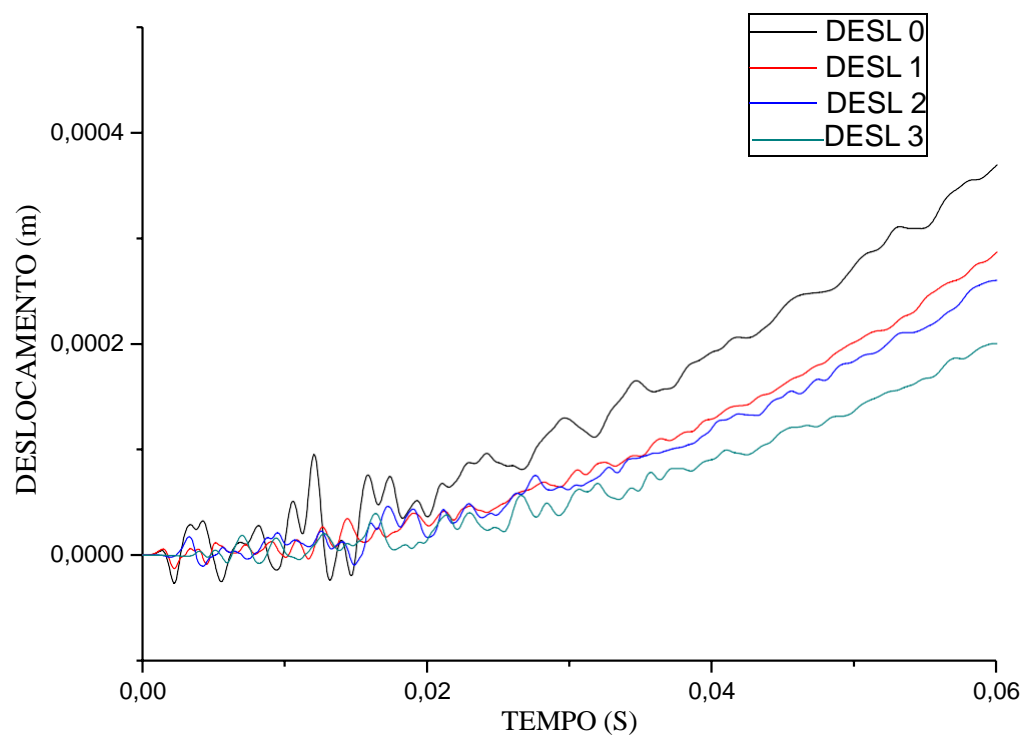


Figura 8.39 Deslocamento vertical da parede 2 submetida a carga móvel na base da parede

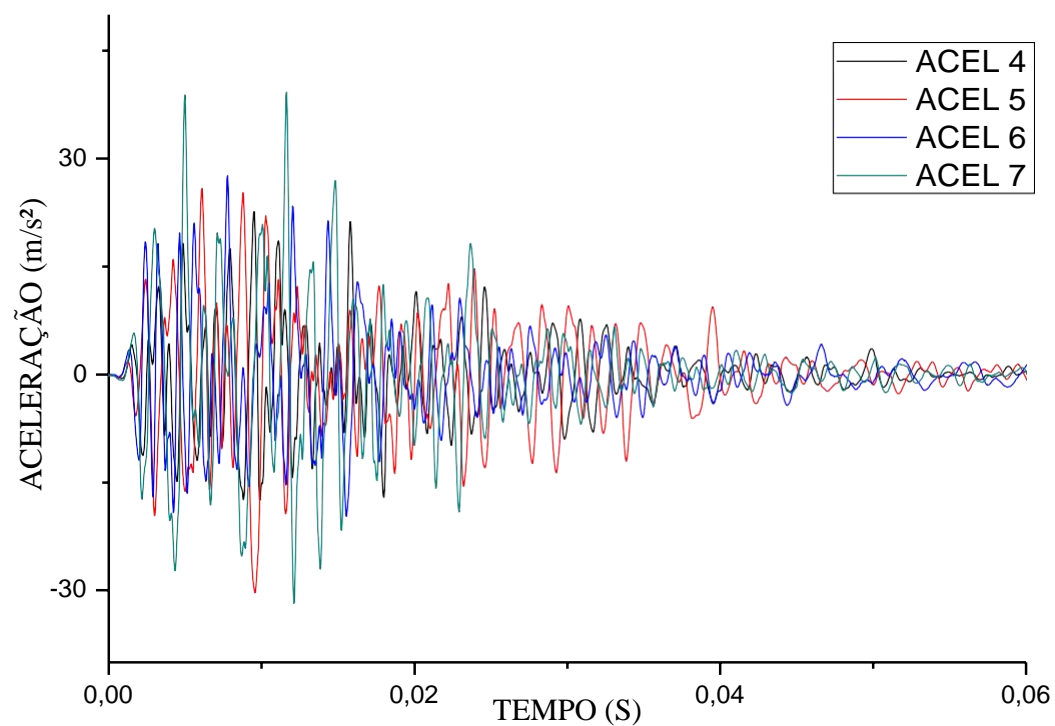


Figura 8.40 Aceleração horizontal da parede 2 submetida a carga móvel na base da parede

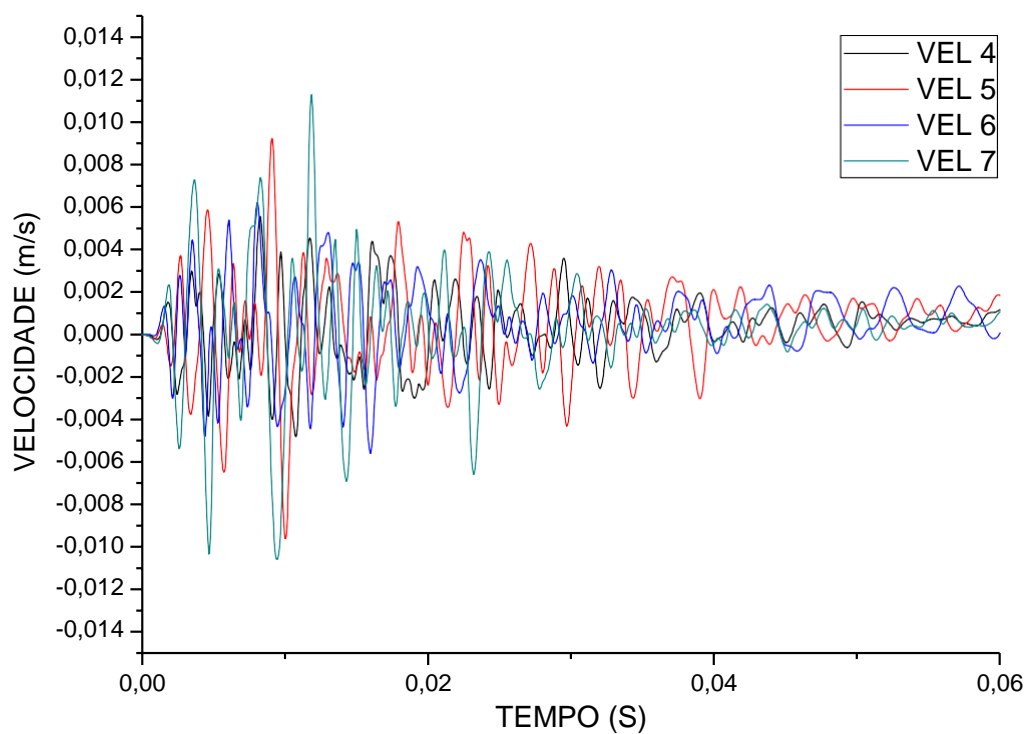


Figura 8.41 Velocidade horizontal da parede 2 submetida a carga móvel na base da parede

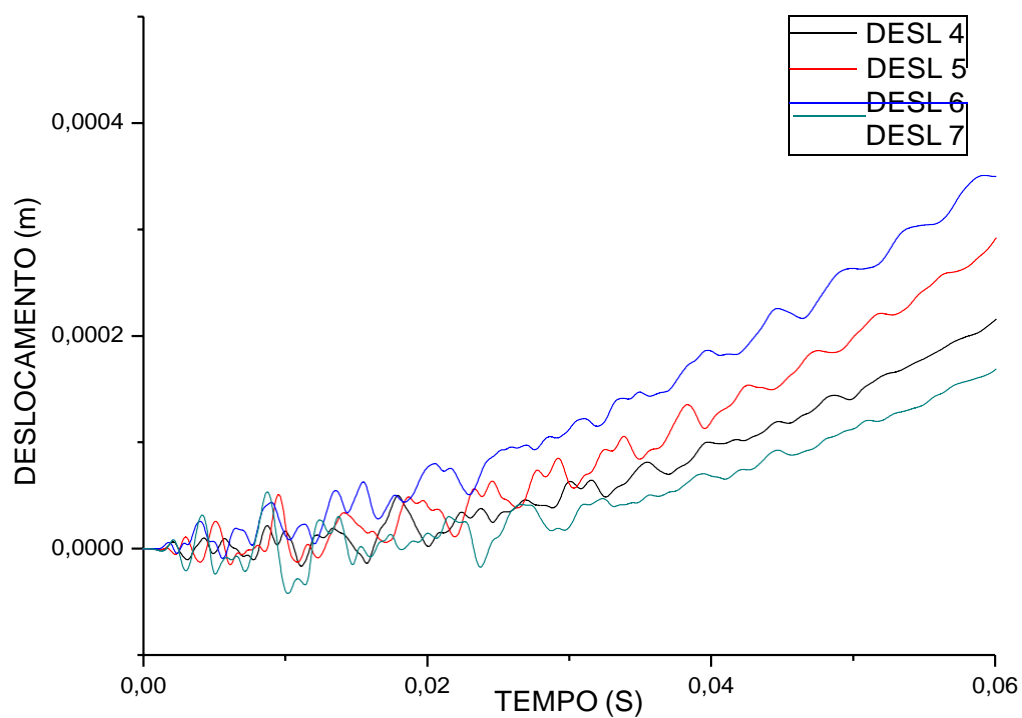


Figura 8.42 Deslocamento horizontal da parede 2 submetida a carga móvel na base da parede

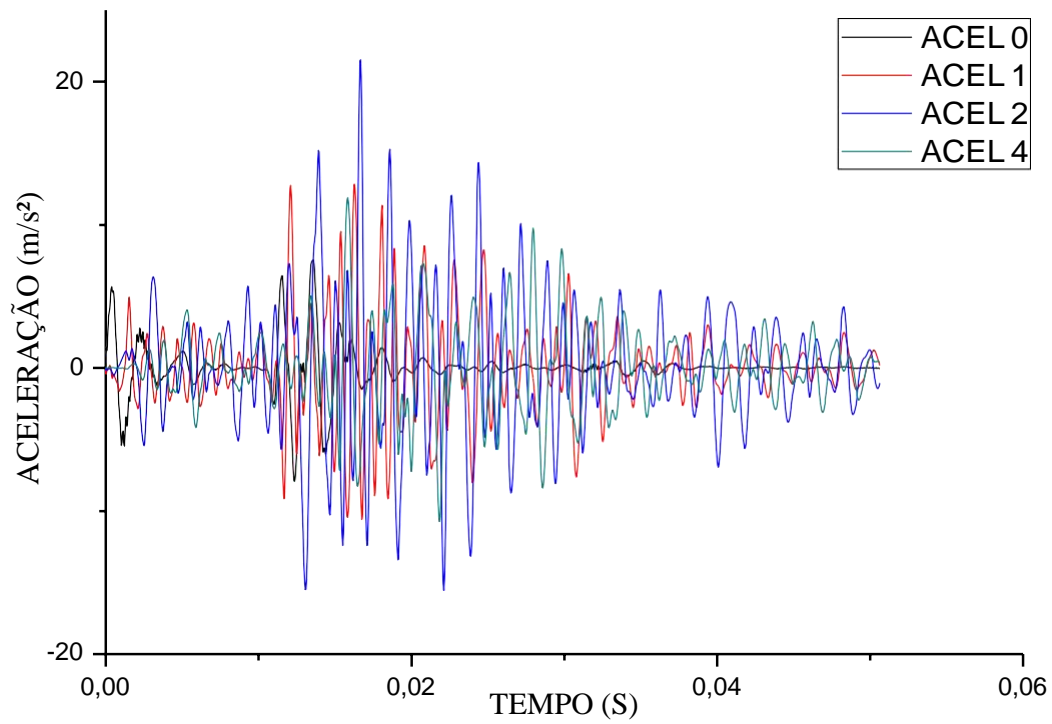


Figura 8.43 Aceleração vertical da parede 2 submetida a carga móvel no chão do laboratório

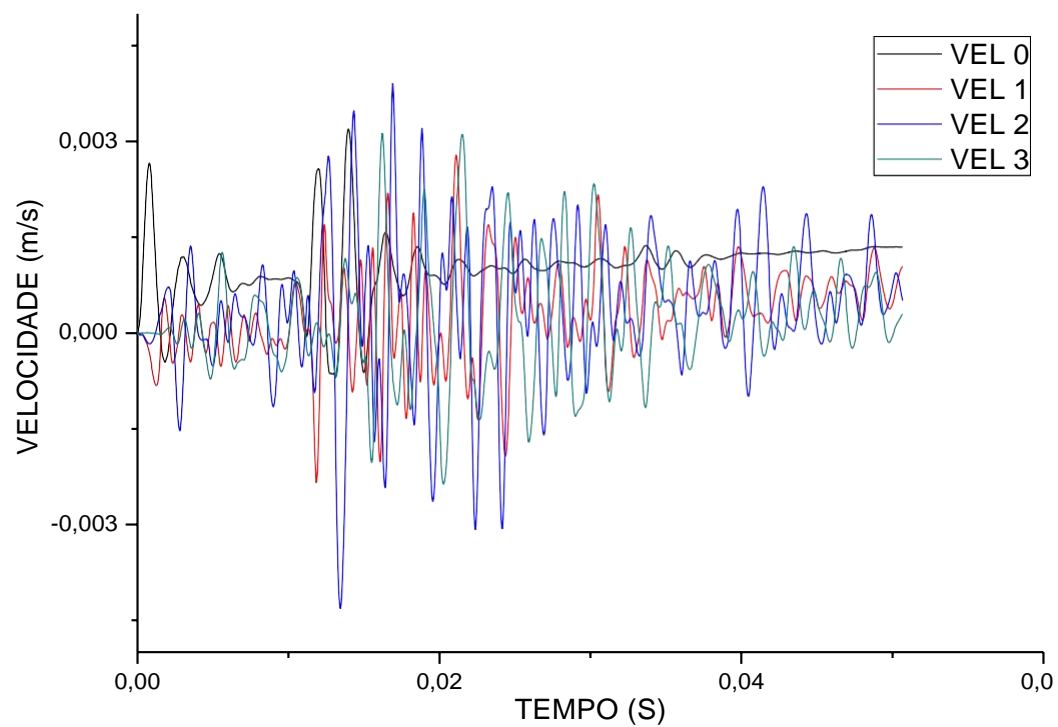


Figura 8.44 Velocidade vertical da parede 2 submetida a carga móvel no chão do laboratório

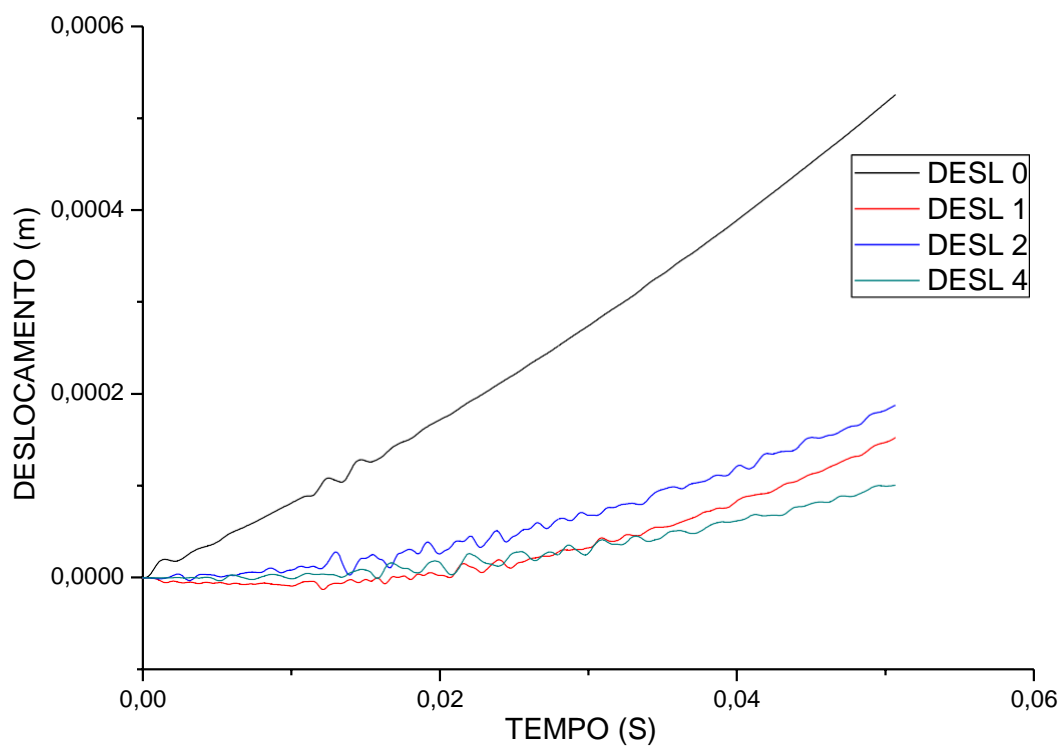


Figura 8.45 Deslocamento vertical da parede 2 submetida a carga móvel no chão do laboratório

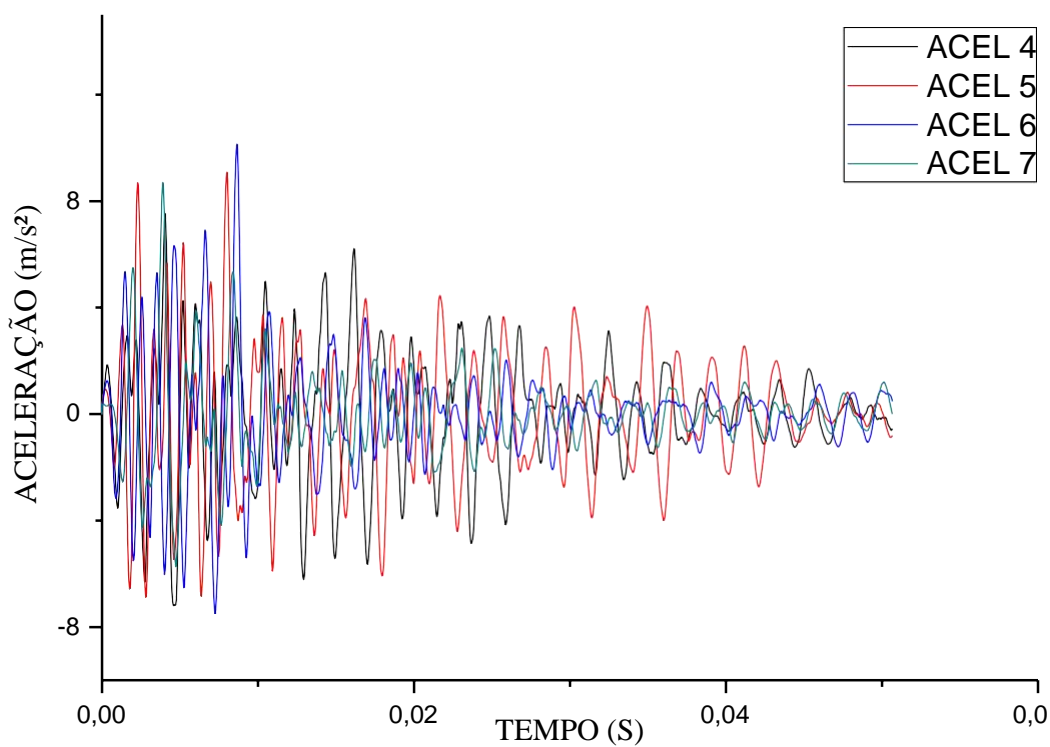


Figura 8.46 Aceleração horizontal da parede 2 submetida a carga móvel no chão do laboratório

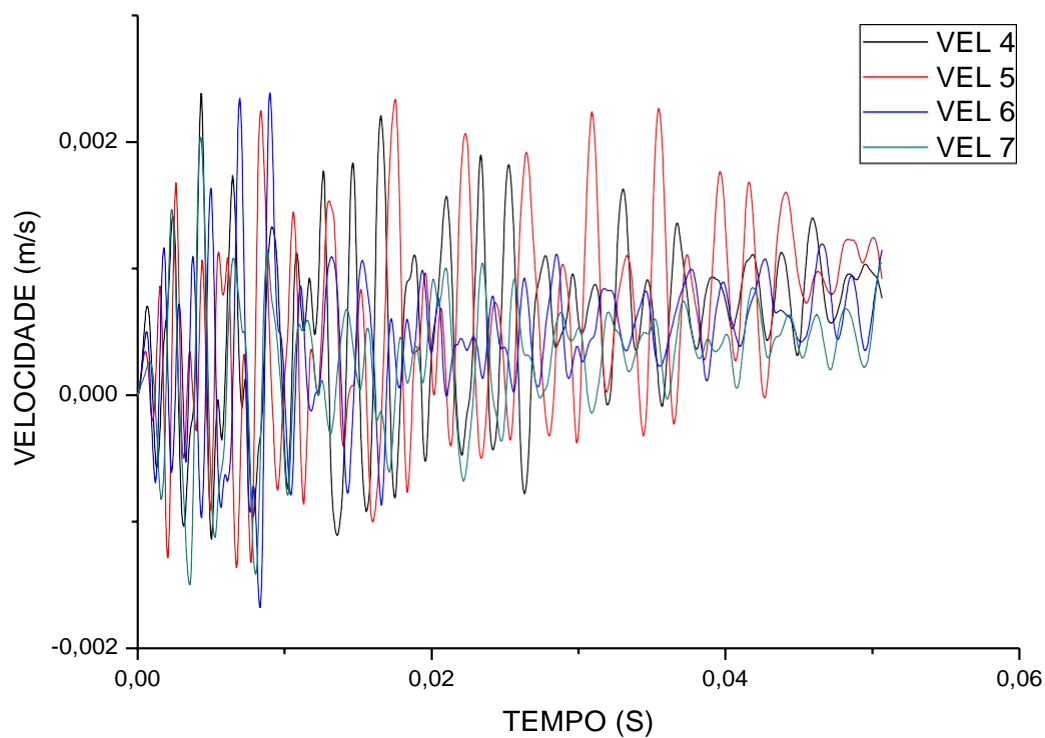


Figura 8.47 Velocidade horizontal da parede 2 submetida a carga móvel no chão do laboratório

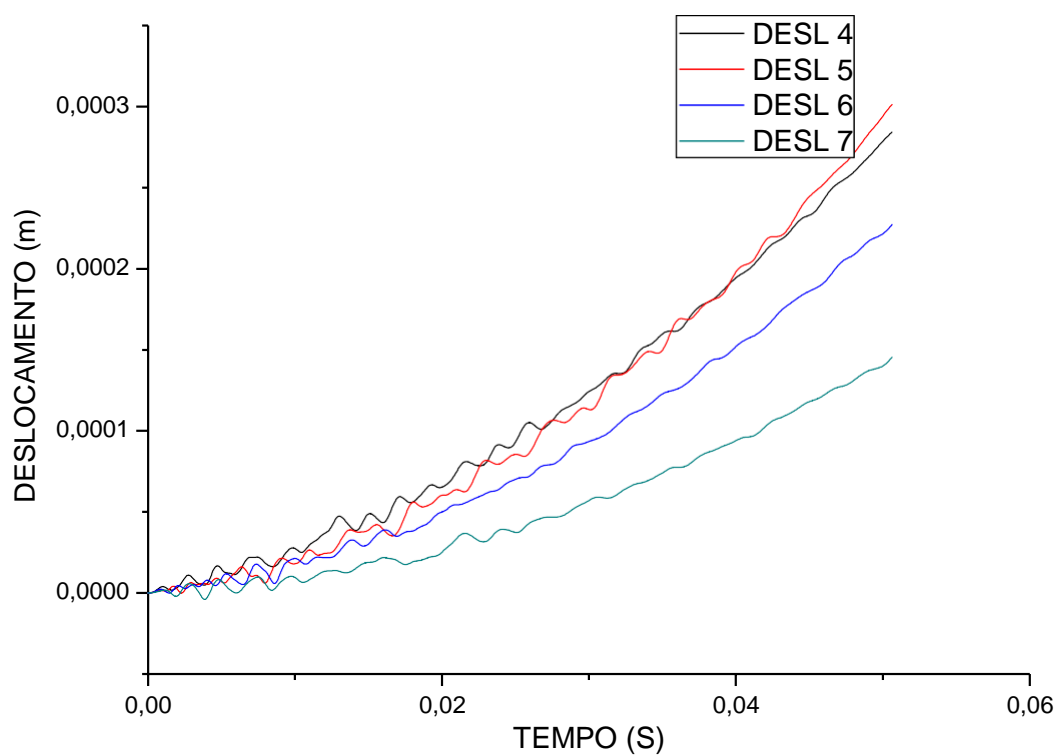


Figura 8.48 Deslocamento horizontal da parede 2 submetida a carga móvel no chão do laboratório



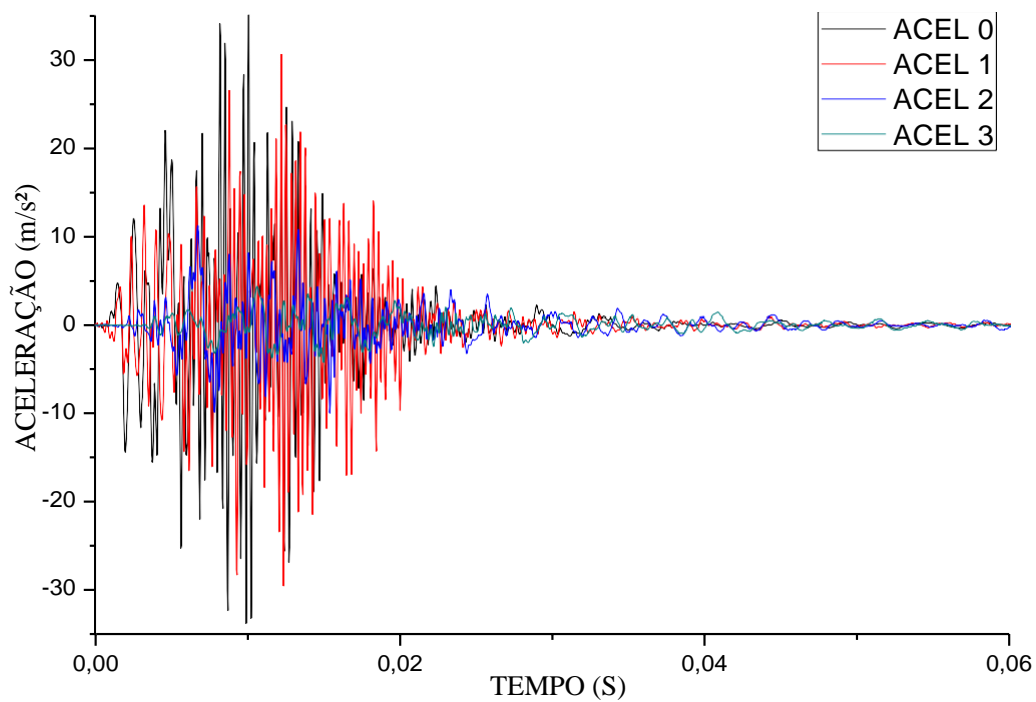


Figura 8.49 Aceleração vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  na base da parede

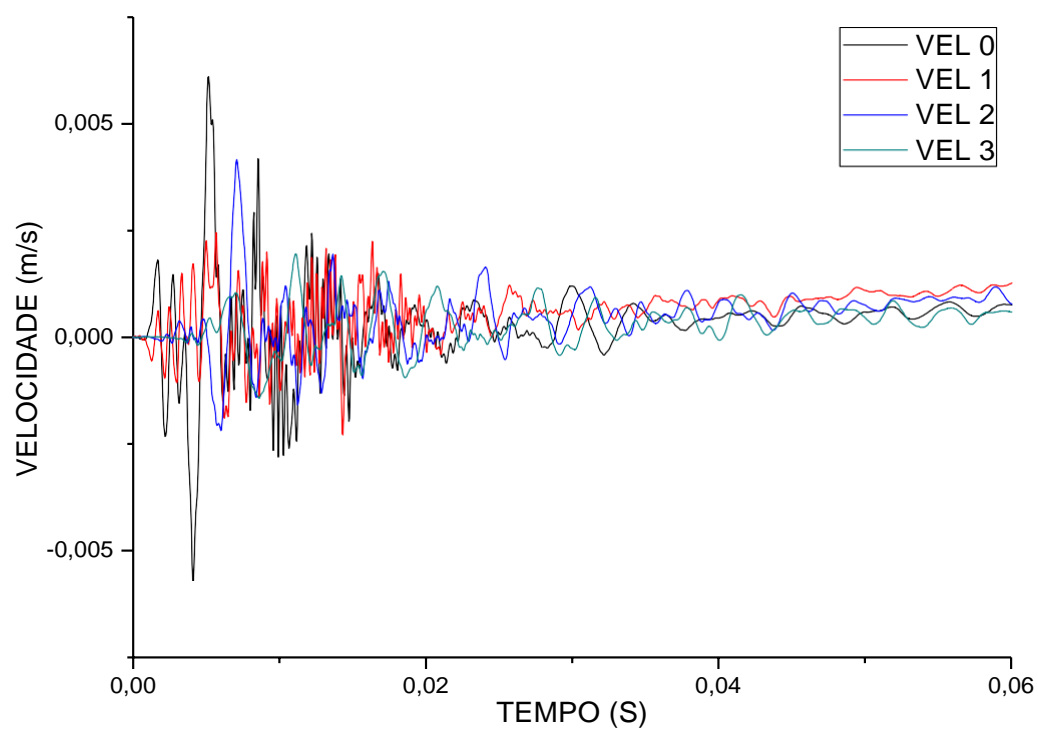


Figura 8.50 Velocidade vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  na base da parede

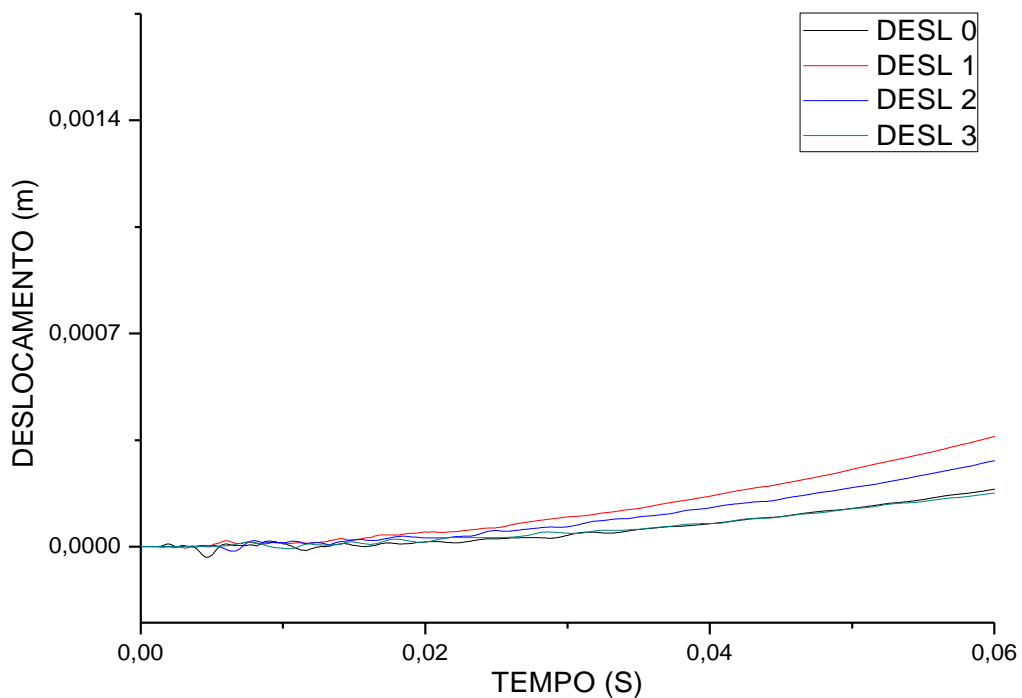


Figura 8.51 Deslocamento vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  na base da parede

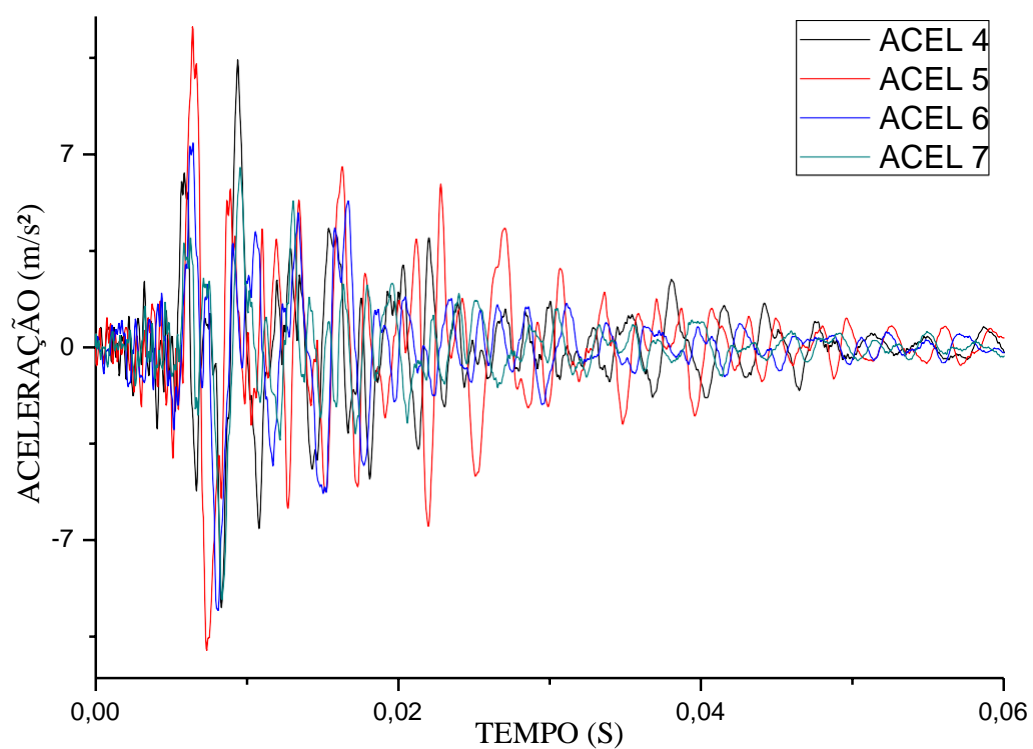


Figura 8.52 Aceleração horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  na base da parede

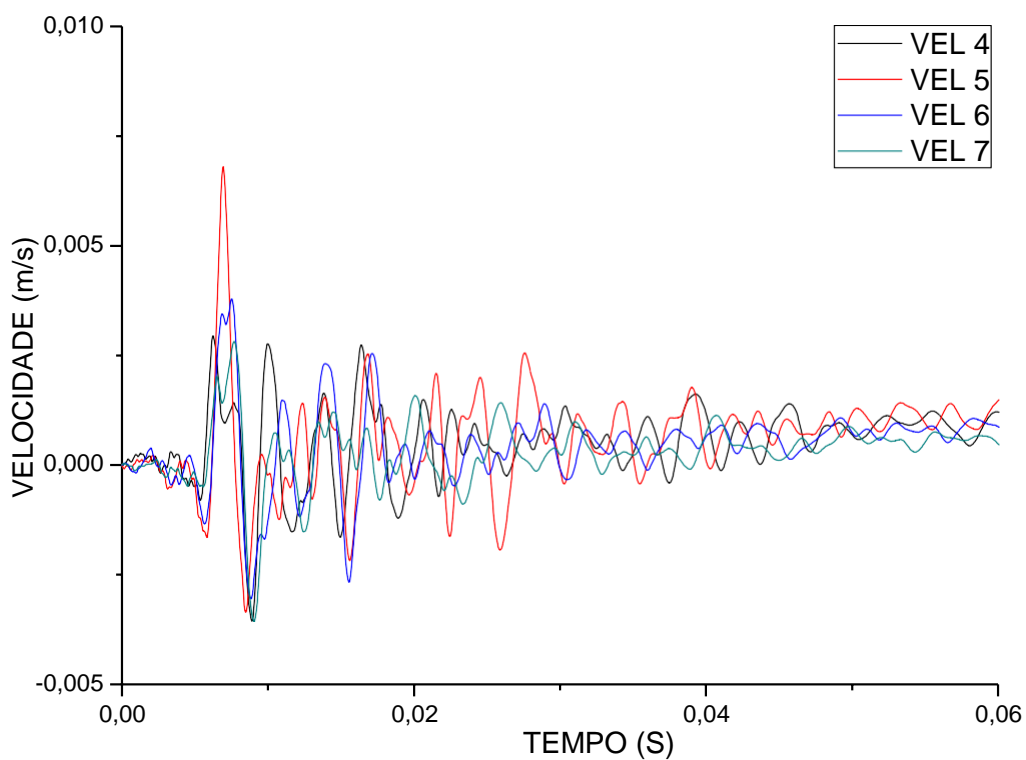


Figura 8.53 Velocidade horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  na base da parede

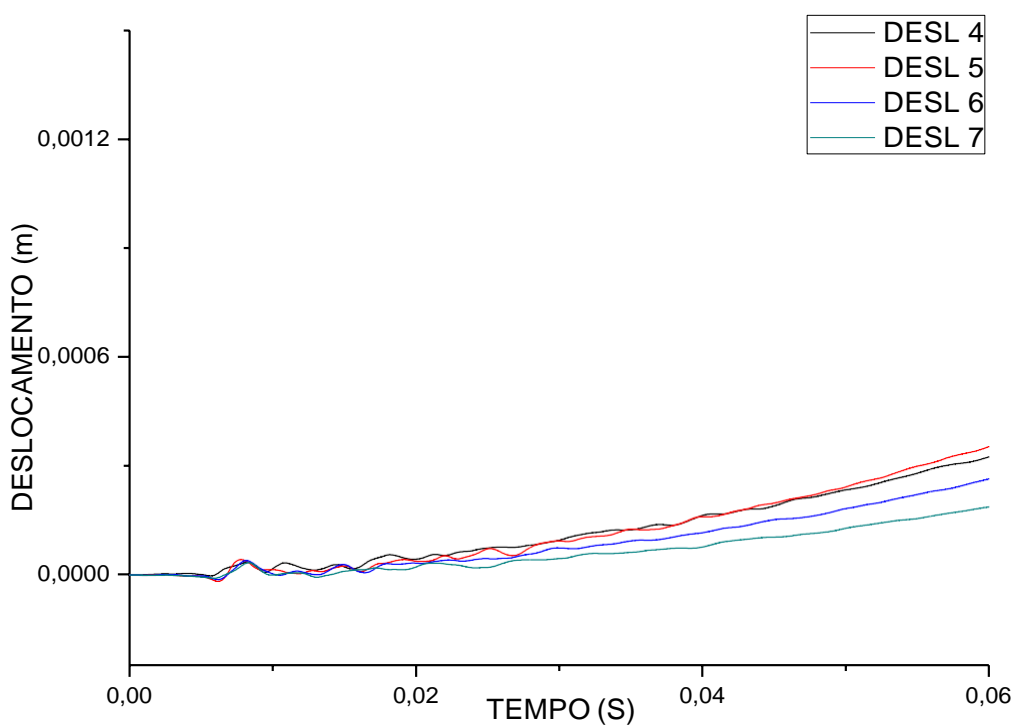


Figura 8.54 Deslocamento horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  na base da parede

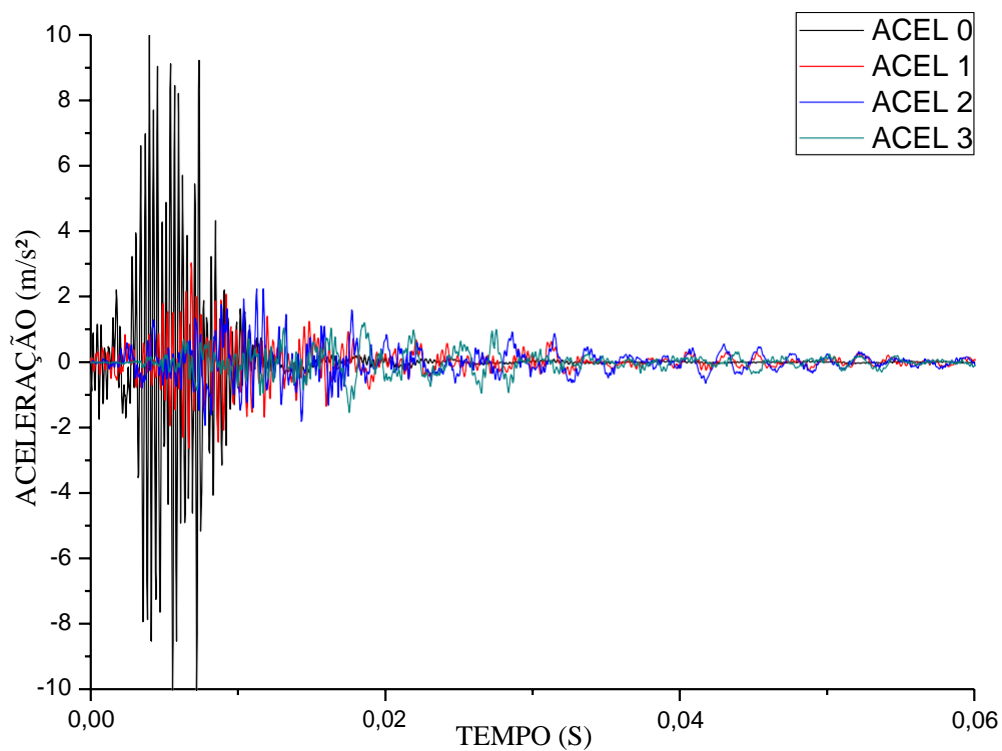


Figura 8.55 Aceleração vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  no chão do laboratório

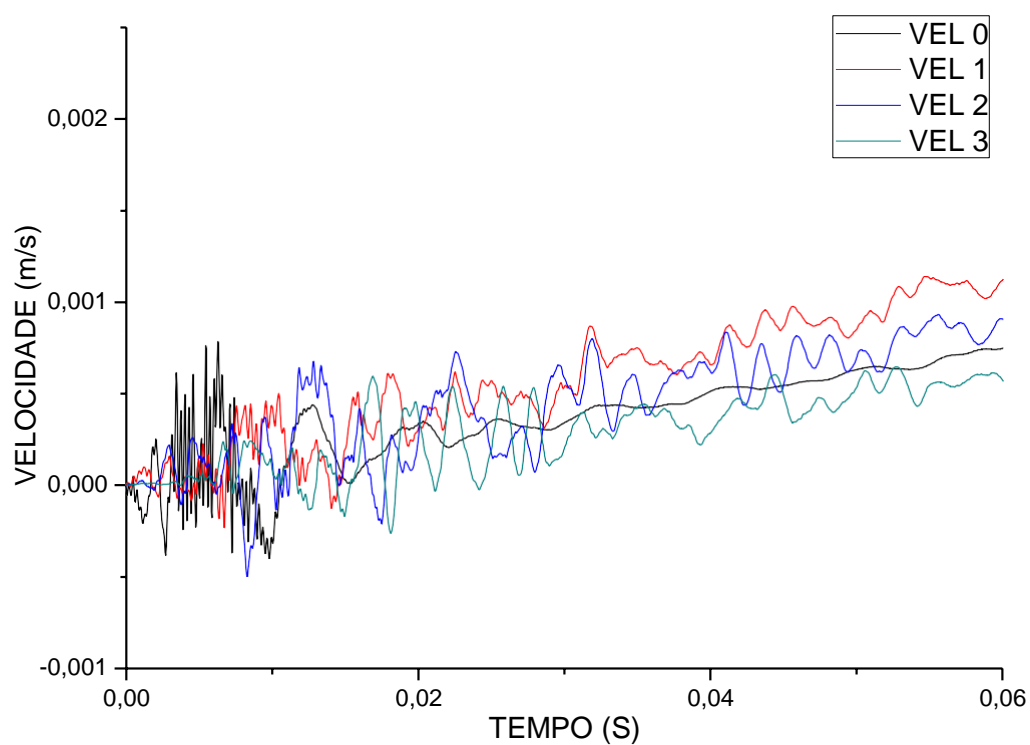


Figura 8.56 Velocidade vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  no chão do laboratório

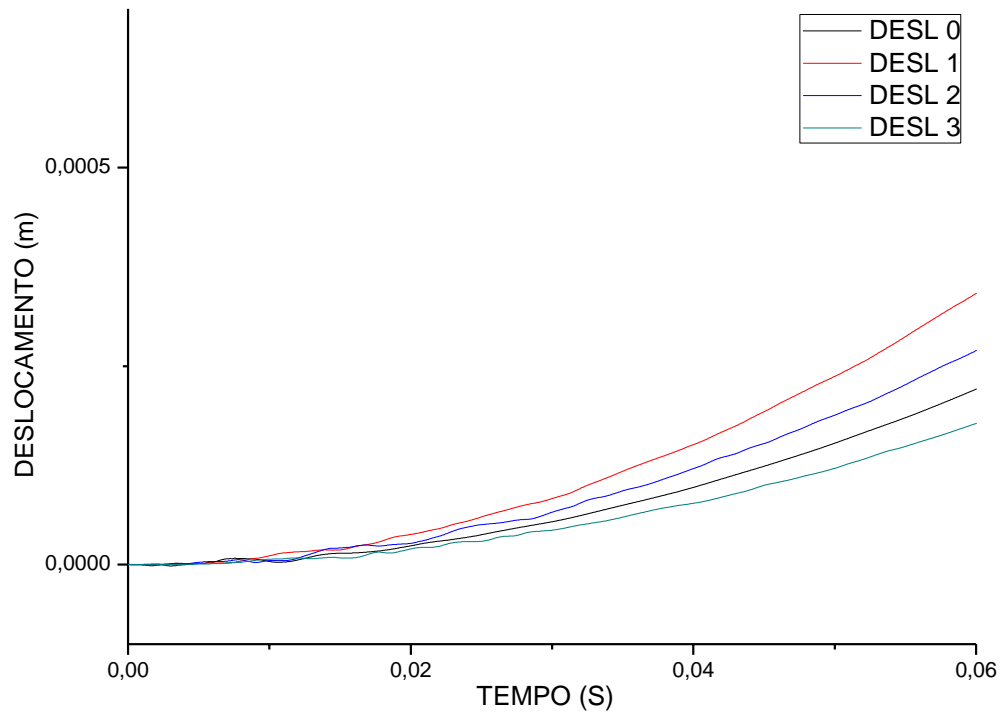


Figura 8.57 Deslocamento vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  no chão do laboratório

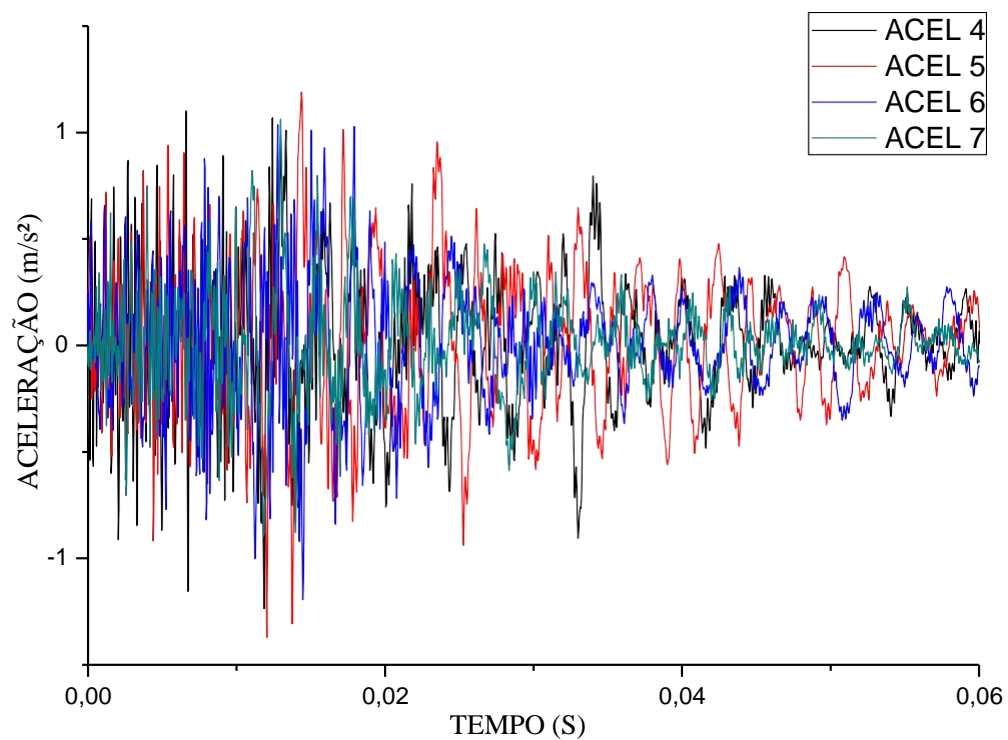


Figura 8.58 Aceleração horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  no chão do laboratório

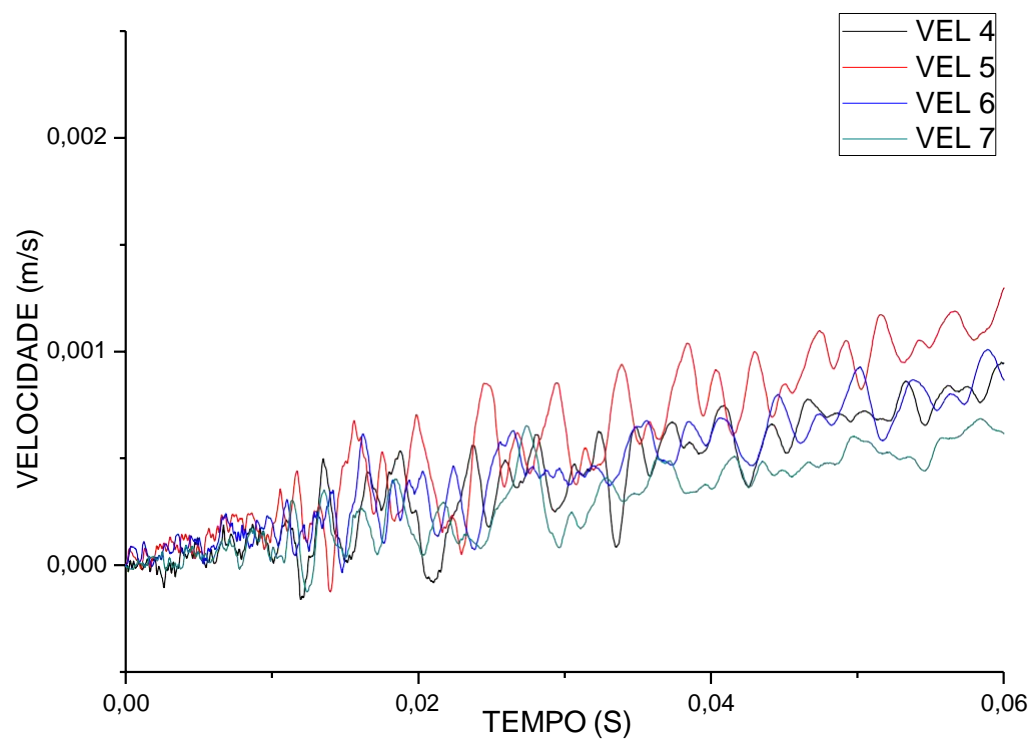


Figura 8.59 Velocidade horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  no chão do laboratório

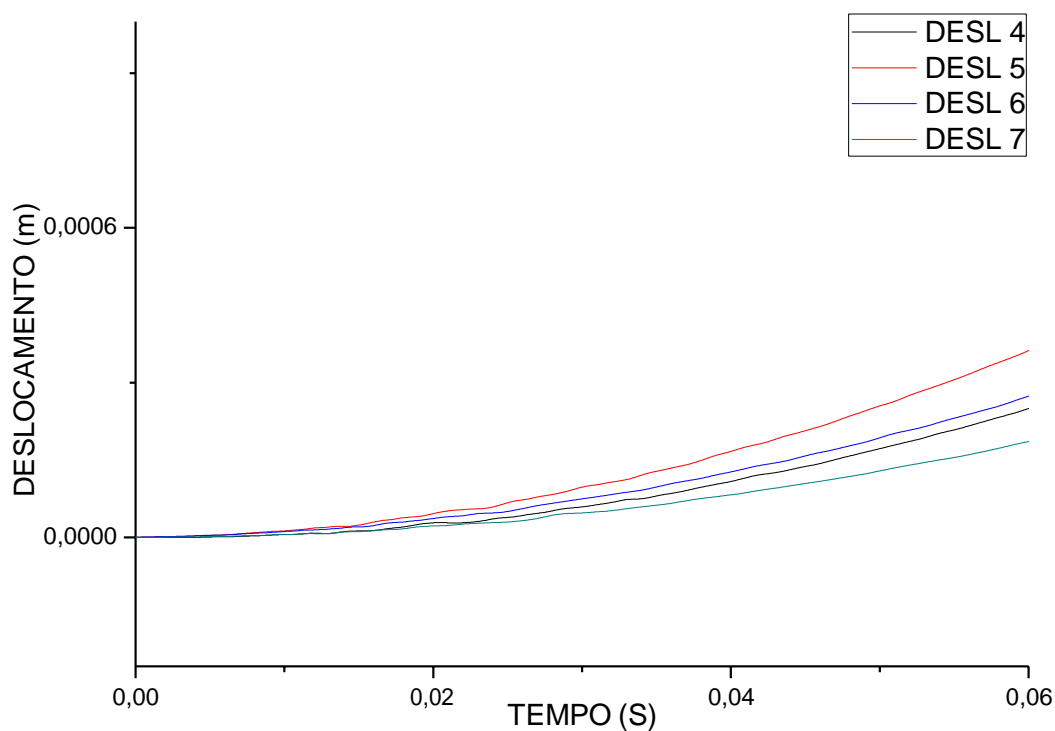


Figura 8.60 Deslocamento horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,00\text{m}$  no chão do laboratório

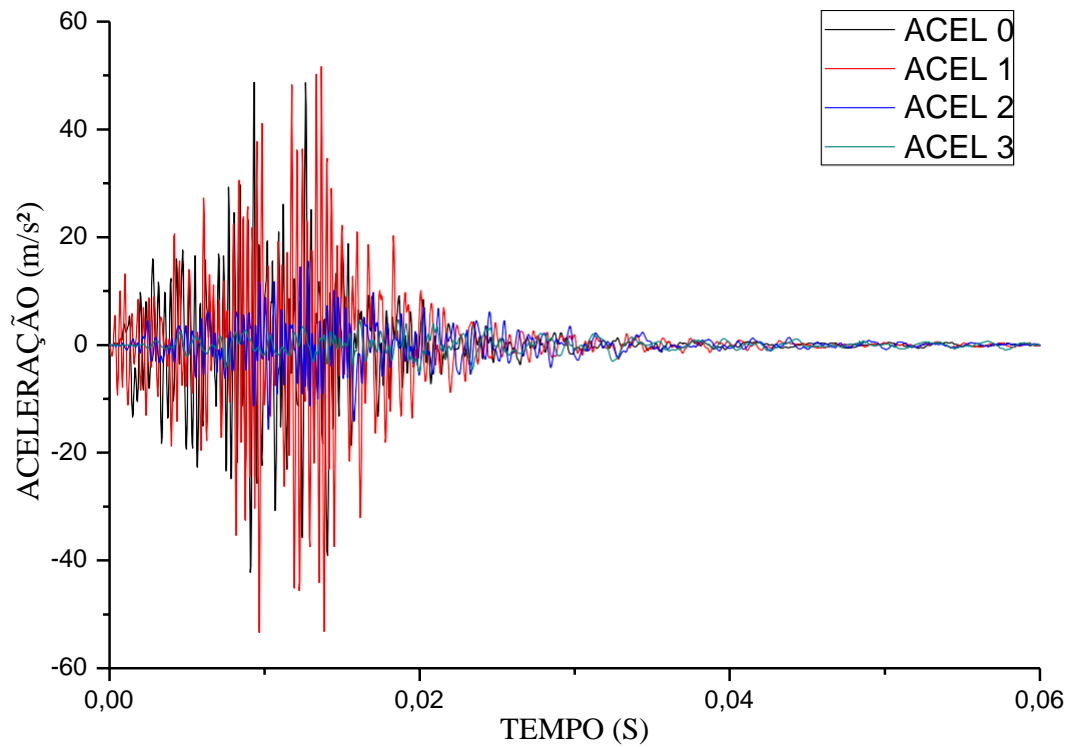


Figura 8.61 Aceleração vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  na base da parede

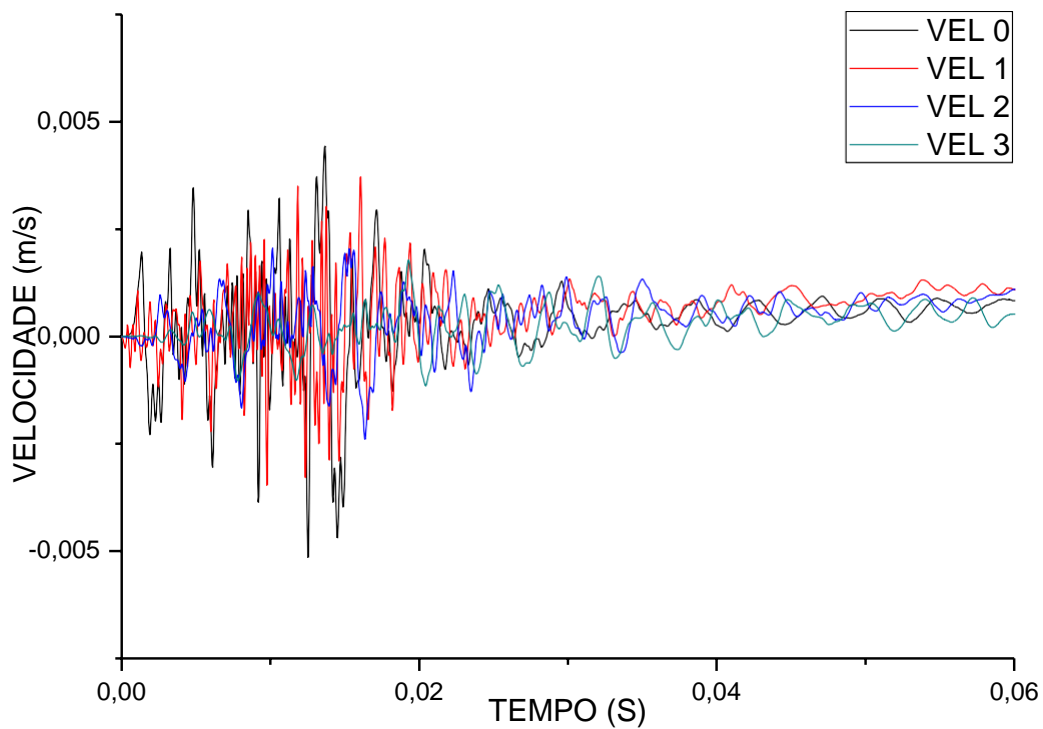


Figura 8.62 Velocidade vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  na base da parede

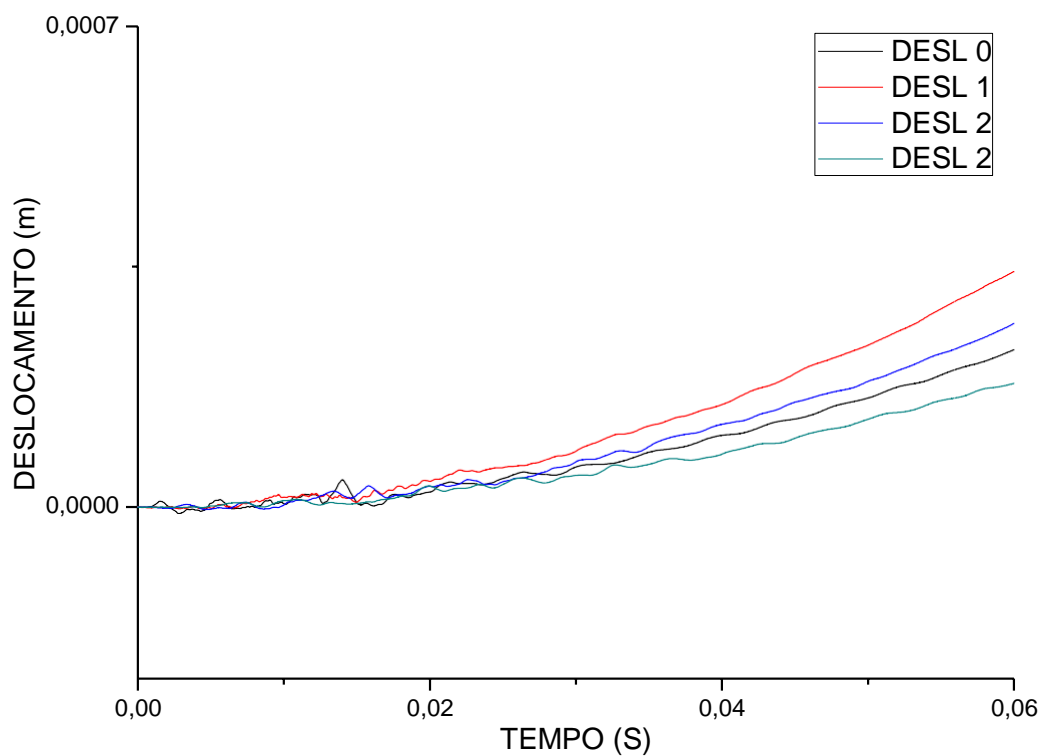


Figura 8.63 Deslocamento vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  na base da parede

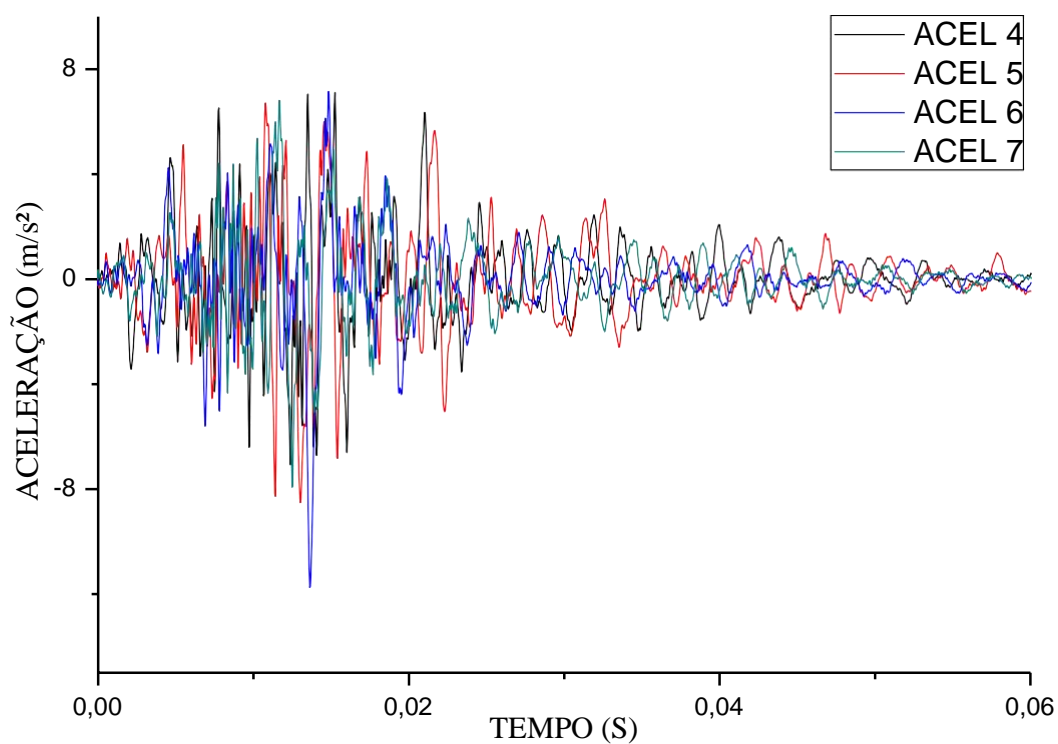


Figura 8.64 Aceleração horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  na base da parede



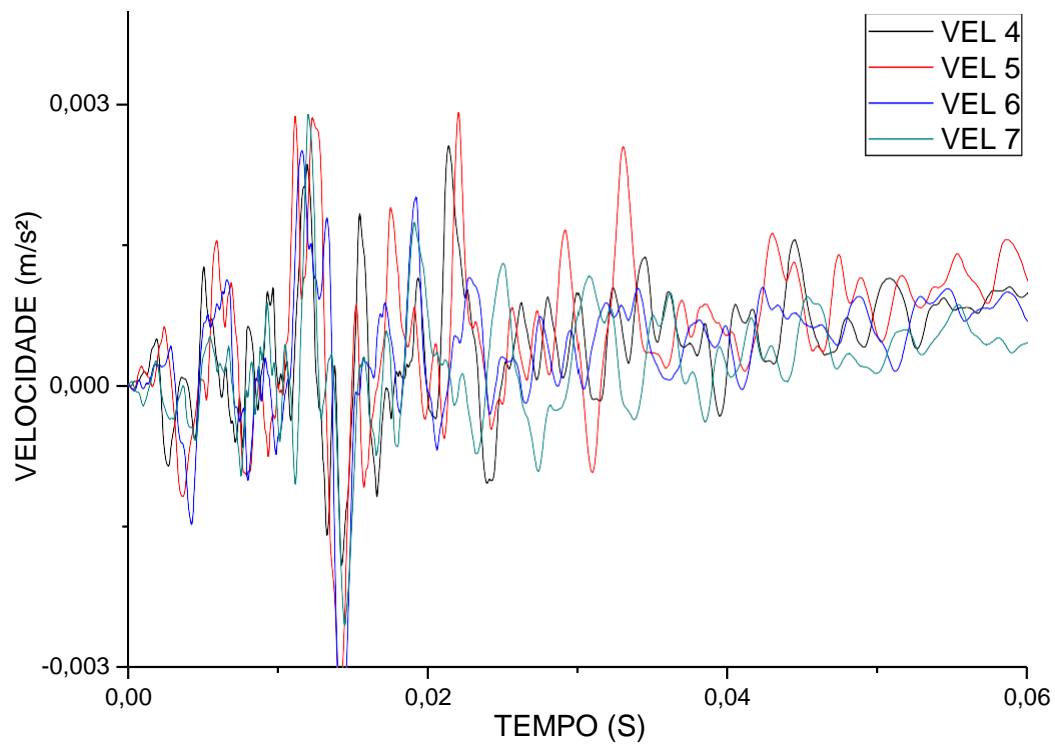


Figura 8.65 Velocidade horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  na base da parede

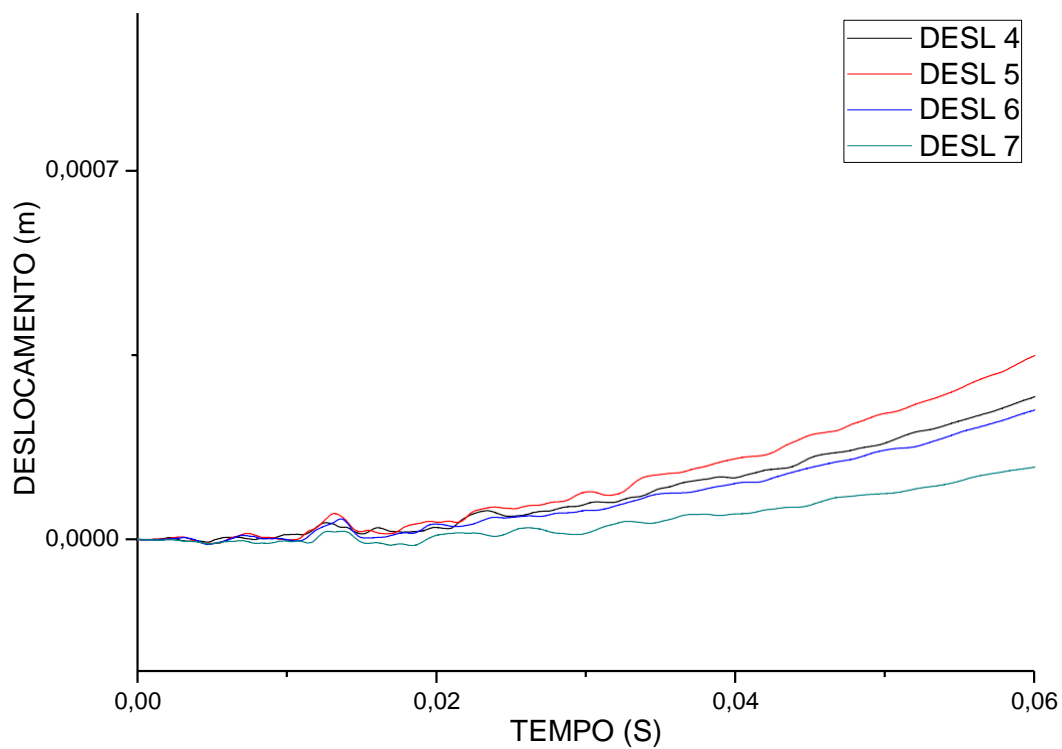


Figura 8.66 Deslocamento horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  na base da parede

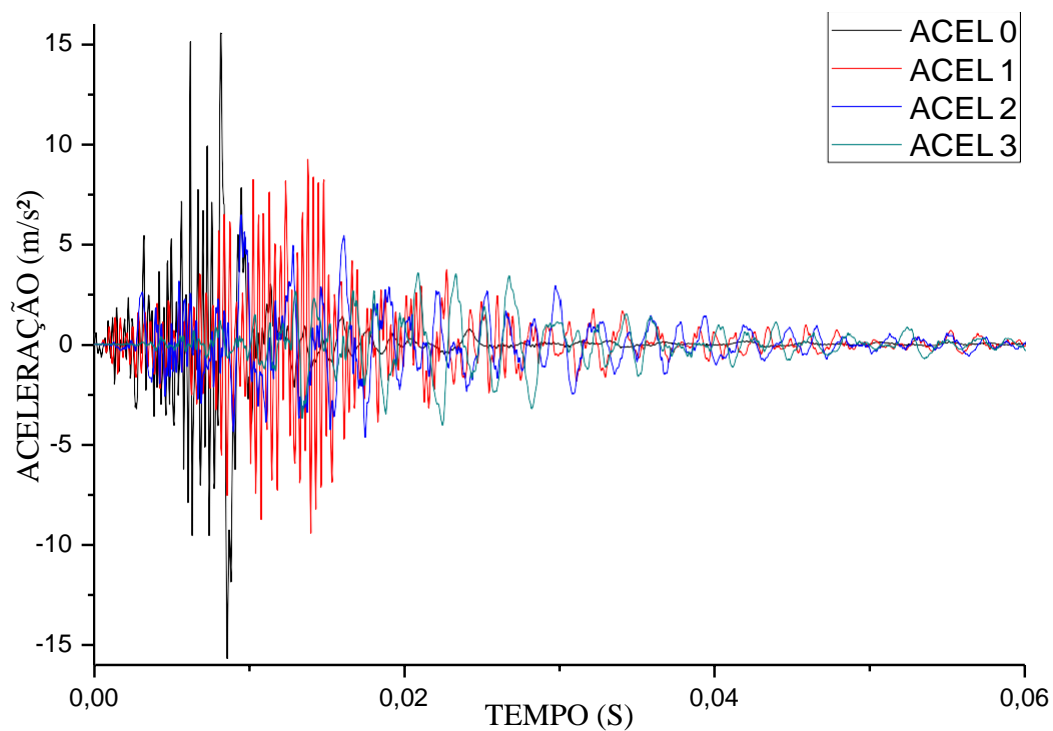


Figura 8.67 Aceleração vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  no chão do laboratório

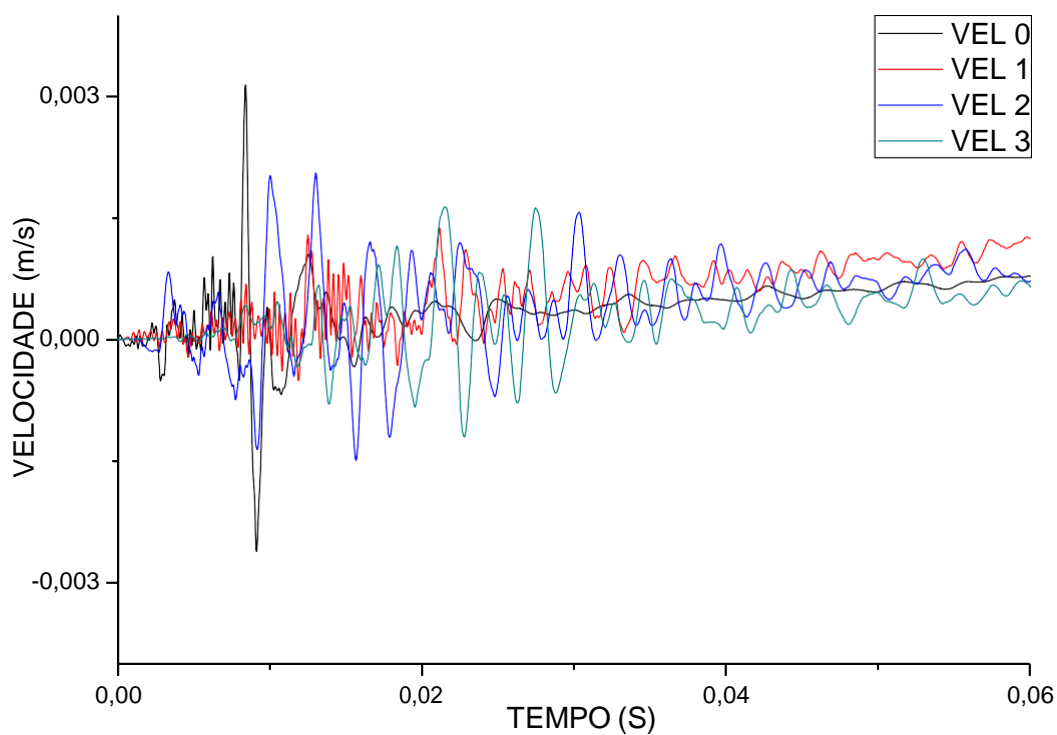


Figura 8.68 Velocidade vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  no chão do laboratório

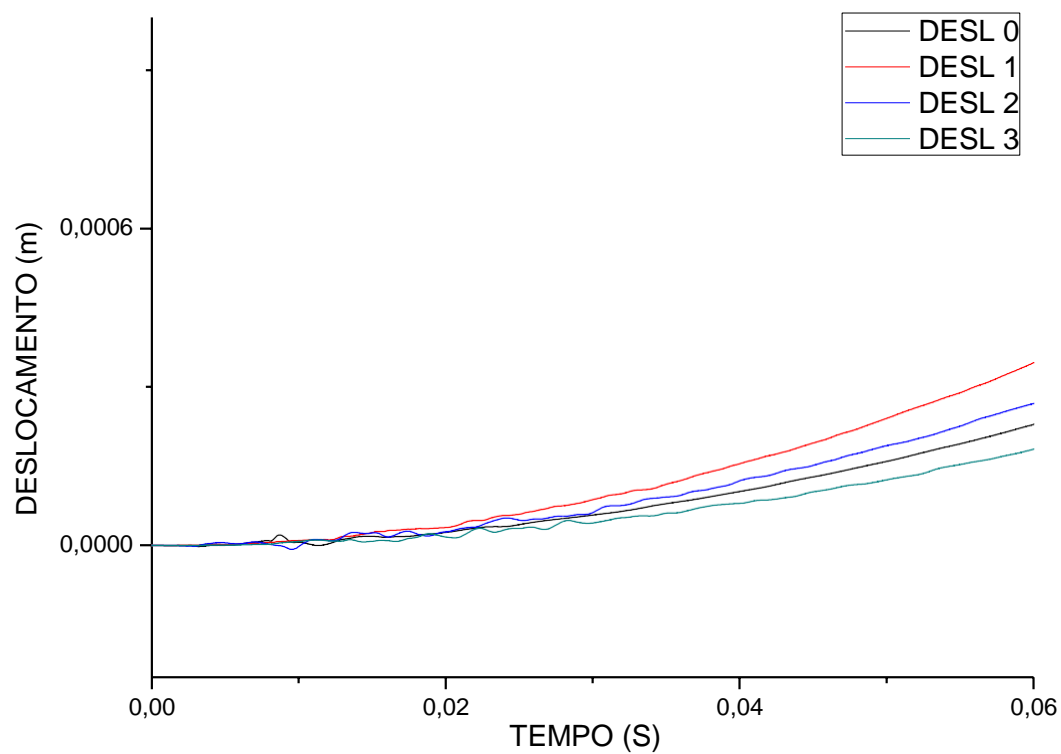


Figura 8.69 Deslocamento vertical da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  no chão do laboratório

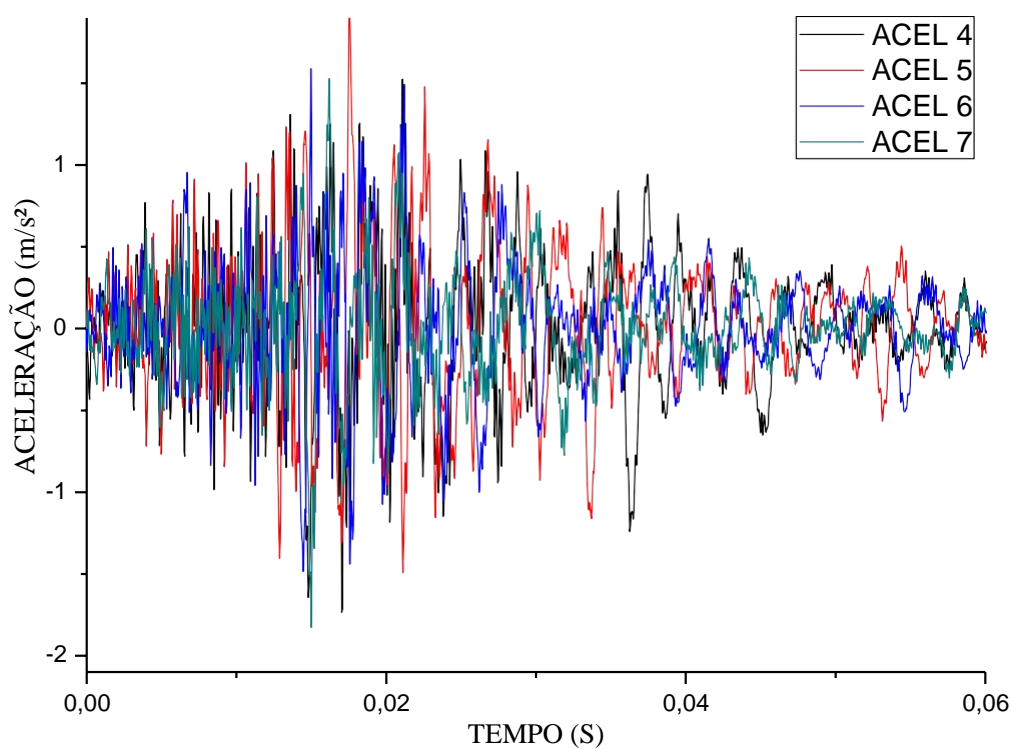


Figura 8.70 Aceleração horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  no chão do laboratório

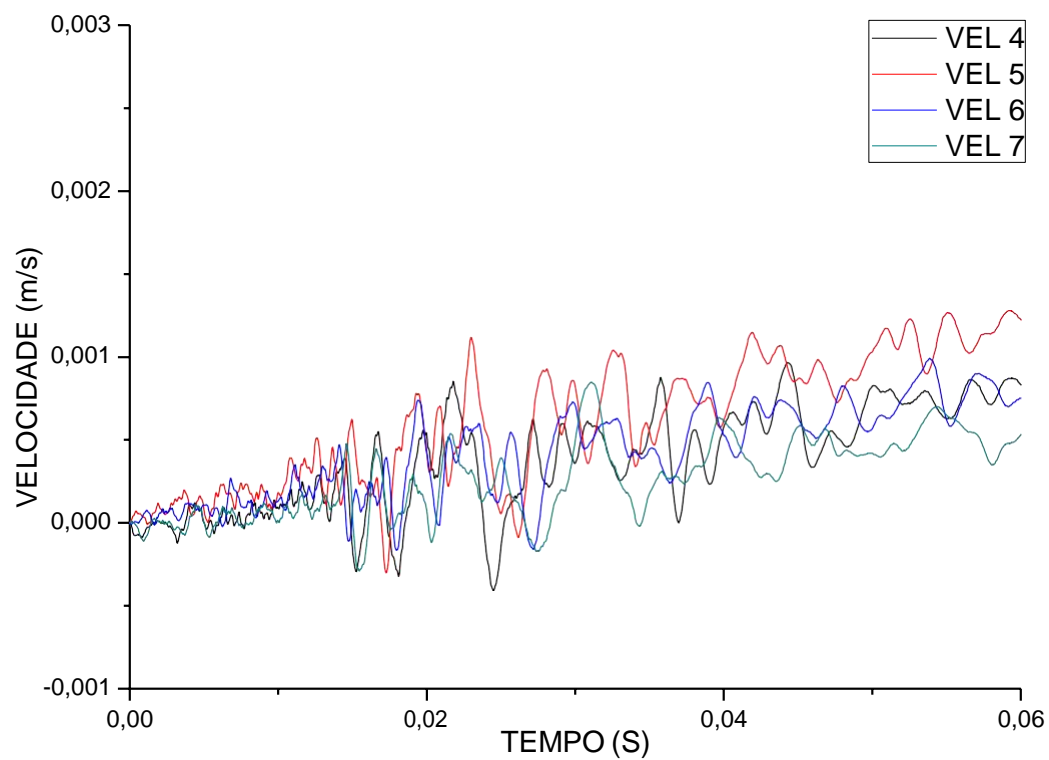


Figura 8.71 Velocidade horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  no chão do laboratório

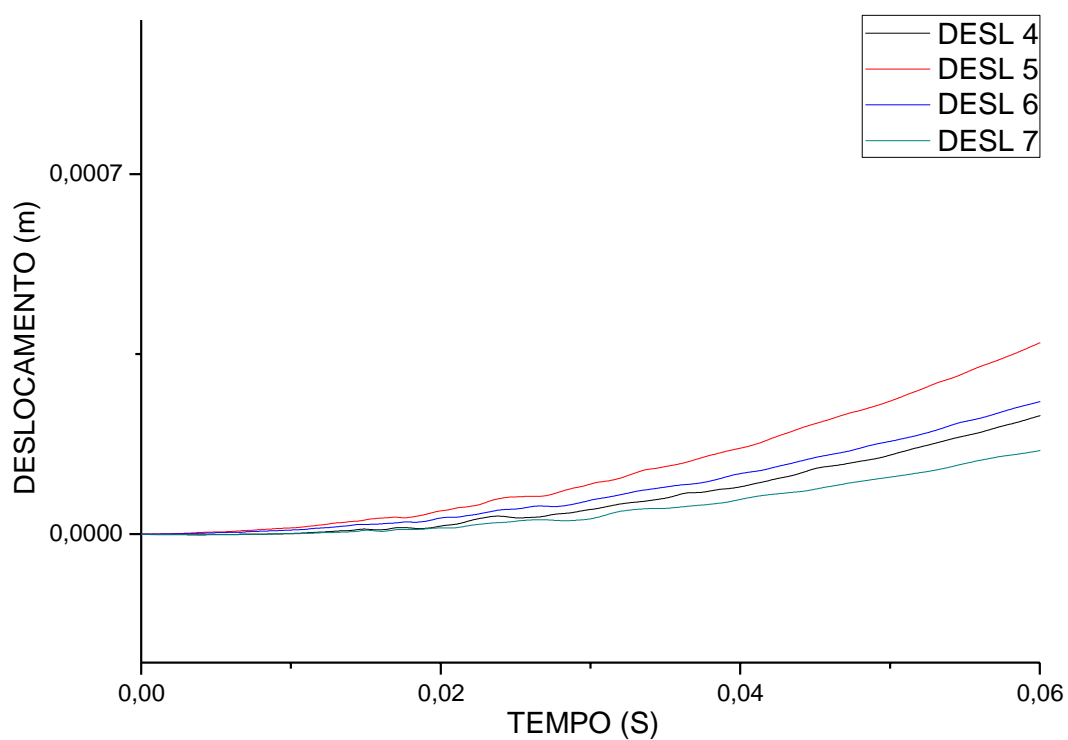


Figura 8.72 Deslocamento horizontal da parede 2 submetida a carga do peso em queda livre  $h=1,60\text{m}$  no chão do laboratório