

Estudo do Efeito Vibratório Causado por Cravação de Estacas

Cláudia Barbosa Lima da Silva

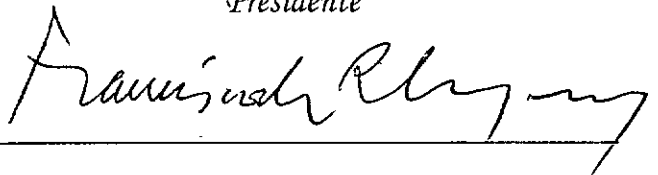
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL

Aprovada por:

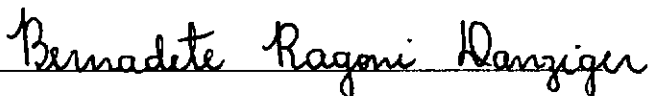


Paulo Eduardo Lima de Santa Maria, Ph.D.

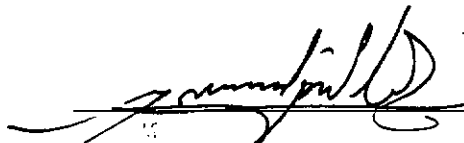
Presidente



Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.



Bernadete Ragoni Danziger, D.Sc.



Marcus Peigas Pacheco, Ph.D.

SILVA, CLÁUDIA BARBOSA LIMA

Estudo do Efeito Vibratório Causado por Cravação de Estacas. (Rio de Janeiro) 1996.

xi, 139p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1996)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1 - Vibrações

2 - Cravação de Estacas

I - COPPE/UFRJ

II - Título

Aos meus pais José e Helena e
ao meu irmão Cristiano, dedico esta tese.

Agradecimentos

Ao Professor Paulo Eduardo Lima de Santa Maria, pela orientação, incentivo e apoio, durante a elaboração desta tese.

Ao Prof. Tiago Alberto Piedras Lopes, do Programa de Engenharia Oceânica, pelo empréstimo dos acelerômetros, amplificadores e cabos, sem os quais seria impossível a viabilização desta tese.

Ao Professor Francisco Lopes pelo interesse e pela indicação de uma das obras deste trabalho.

À Banca Examinadora que, gentilmente aceitou participar.

Ao desenhista Luiz de França Vieira Neto, pela confecção dos desenhos.

Ao Eng^o Eletrônico Ricardo Gil pelo apoio no acompanhamento às obras.

Aos amigo Alexandre Menezes e Thelmo pela ajuda com o uso do scanner.

Aos queridos amigos da COPPE: Ester, Vanjo, Prepredigna, Flávia, Luciano, Denise, Márcia, Digna, Teresa, Antônio, Nelson, Francisca, André, Alexandre, Gustavo, Eduardo, Alessandro, Valdir, pela agradável amizade.

Aos amigos Marcelo Ribeiro, Carla Nell e Angela de Oliveira, pelo incentivo e amizade de longos anos.

Aos Engenheiros e amigos do laboratório Eduardo e Hécio pelo apoio em todas as dificuldades e bom humor.

A amiga Flávia Santa Maria pelo importante auxílio e constante apoio para melhor elaboração deste trabalho.

A todos os Engenheiros e Funcionários do laboratório pelo apoio e amizade.

Ao CNPq e a FAPERJ pelo suporte financeiro.

A Construtora Bulhões Carvalho da Fonseca pelo incentivo ao trabalho científico.

Aos Engenheiros Marco Antonio e José Maria da Construtora Bulhões Carvalho da Fonseca por todo auxílio prestado.

A Carlos Alberto Japiassu Filho pela ajuda com seus conhecimentos em Engenharia Mécânica e pelo estímulo, paciência e amor.

A Deus por ter conseguido finalizar mais uma etapa da minha vida.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

ESTUDO DO EFEITO VIBRATÓRIO CAUSADO POR CRAVAÇÃO DE ESTACAS

Cláudia Barbosa Lima da Silva

ABRIL, 1996

Orientador: Paulo Eduardo Lima de Santa Maria

Programa: Engenharia Civil

Construções vizinhas a obras que estejam sendo estaqueadas podem sofrer danos provocados pelas vibrações decorrentes do processo de cravação. Esses danos podem ser superficiais, de natureza unicamente estética, ou, mais raramente, estruturais, comprometendo a estabilidade da construção. Os danos estéticos, em geral, limitam-se ao aparecimento de pequenas trincas nas alvenarias e eventuais quedas de revestimento. Além dos danos materiais, há também os efeitos sobre moradores ou usuários dessas construções que, além de sofrerem o desconforto físico provocado pelas vibrações, sentem-se frequentemente ameaçados, temendo o desabamento de seus imóveis.

Esta Tese tem por objetivo detectar experimentalmente os níveis de vibração causados por cravação de estacas a percussão, apresentar os principais métodos internacionalmente empregados para estimativa de riscos e redução de vibrações em edificações e, finalmente, discutir a aplicabilidade desses métodos.

Para a obtenção dos dados de campo, para análise, foram monitoradas três obras de estaqueamento na cidade do Rio de Janeiro através da instalação de acelerômetros em locais próximos às fundações das construções vizinhas.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

STUDY OF VIBRATORY EFFECT CAUSED BY PILE DRIVING

Cláudia Barbosa Lima da Silva

APRIL, 1996

Thesis Supervisor: Paulo Eduardo Lima de Santa Maria

Department: Civil Engineering

Ground vibrations due to pile driving may cause damage to neighbour constructions. In general these damages have only a cosmetic nature, although in some cases they may affect stability. The cosmetic damages usually involve small cracks in masonry and plaster works. In addition to the material damages, there must be taken into account the annoyance concerning people living and working in the neighbourhood, who quite often fear the total collapse of their buildings.

The aim of this Thesis is to evaluate vibration produced by pile driving by means of experimental procedures, to review the most important criteria internationally recommended to assess and minimize risks to constructions as well as, to discuss the applicability of those criteria.

In order to obtain field data for analysis, three piling work sites were monitored in Rio de Janeiro, through accelerometers installed at neighbour buildings.

Simbologia

[a]	aceleração
[c]	coeficiente de proporcionalidade
[f _b]	frequência de batimento
[k]	constante da mola
[m]	massa
[r]	recalque
[r]	distância radial
[t]	tempo
[v]	velocidade
[v _L]	valor limite de velocidade de vibração
[v _R]	velocidade resultante
[x]	deslocamento
[x]	constante da propagação da vibração
[y]	constante da propagação da vibração
[A]	amplitude
[C]	constante da propagação da vibração
[E]	energia
[F]	força
[K]	grau de percepção
[P]	peso
[R _v]	resistência viscosa
[T]	período
[T _b]	período de batimento
[α]	ângulo de fase entre a resposta e a excitação
[α]	constante do valor limite que considera as características do terreno de fundação

$[\beta]$	fator de amortecimento
$[\beta]$	constante do valor limite que considera o tipo da estrutura
$[\gamma]$	constante do valor limite que considera o número de solicitações
$[\varphi]$	ângulo de fase
$[\omega]$	frequência angular
$[\xi]$	razão de amortecimento

Índice

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1 - MOVIMENTO VIBRATÓRIO.....	3
2.2 - SISTEMAS COM UM GRAU DE LIBERDADE.....	8
2.2.1 - <i>VIBRAÇÕES LIVRES (NÃO AMORTECIDAS)</i>	8
2.2.2 - <i>VIBRAÇÕES LIVRES COM AMORTECIMENTO</i>	11
2.2.3 - <i>VIBRAÇÕES FORÇADAS</i>	14
2.3 - SINCRONISMO OU RESSONÂNCIA	17
2.4 - SISTEMAS COM MÚLTIPLOS GRAUS DE LIBERDADE	19
2.5 - APLICAÇÕES À ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES	20
2.5.1 - <i>A PROPAGAÇÃO DE ONDAS NA CRAVAÇÃO DE ESTACAS</i> ...	20
2.6 - CARACTERÍSTICAS DAS VIBRAÇÕES ARTIFICIAIS NO SOLO.....	26
2.6.1 - <i>SENSIBILIDADE HUMANA AS VIBRAÇÕES</i>	28
2.6.2 - <i>INFLUÊNCIA DA VIBRAÇÃO DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS EM ESTRUTURAS</i>	32
2.7 - PREVENÇÃO DE NÍVEIS DE VIBRAÇÃO DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS	42
2.8 - MEDIDAS PRÁTICAS PARA REDUÇÃO DA VIBRAÇÃO DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS	46
CAPÍTULO 3 - PROCEDIMENTO DAS MEDIÇÕES NO CAMPO E TIPOS DE OBRAS.....	56
3.1 - EQUIPAMENTO UTILIZADO NAS OBRAS	56
3.2 - GENERALIDADES DAS OBRAS.....	60
3.3- OBRA DA RUA MARQUES DE OLINDA	61
3.3.1 - <i>Perfil Geotécnico</i>	62
3.3.2 - <i>Tipo da Estaca Empregada</i>	63

3.3.3 - <i>Localização dos Acelerômetros na Obra</i>	63
3.3.4- <i>Dificuldades Encontradas</i>	64
3.4 - OBRA DE CANALIZAÇÃO DO RIO JACARÉ	65
3.4.1 - <i>Perfil Geotécnico</i>	66
3.4.2 - <i>Tipo da Estaca Empregada</i>	68
3.4.2 - <i>Localização dos Acelerômetros na Obra</i>	68
3.4.4 - <i>Dificuldades Encontradas</i>	68
3.5 - OBRA DA RUA MARIANA	72
3.5.1 - <i>Perfil Geotécnico</i>	72
3.5.2 - <i>Tipo da Estaca Empregada</i>	73
3.5.3 - <i>Localização dos Acelerômetros na Obra</i>	73
3.5.4 - <i>Dificuldades Encontradas</i>	74
CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	75
4.1- RESULTADOS OBTIDOS	75
4.2- PLANILHAS	76
4.3- OBSERVAÇÕES EXPERIMENTAIS	81
4.4- GRÁFICOS	85
CAPÍTULO 5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS	106
5.1 - COMPARAÇÃO DOS VALORES OBTIDOS NO CAMPO COM OS DADOS DA LITERATURA TÉCNICA	106
5.2- MEDIÇÕES NO TERRENO.....	111
CAPÍTULO 6 - OBSERVAÇÕES FINAIS, CONCLUSÕES E PESQUISAS FUTURAS	115
BIBLIOGRAFIA	118
APÊNDICE A	122
APÊNDICE B	126
APÊNDICE C	138

Capítulo 1

Introdução

As vibrações provenientes de cravação de estacas frequentemente provocam perturbações em construções vizinhas. Além daquelas que envolvem o aspecto estético, como o aparecimento de fissuras e queda de rebôco, entre outras, pode-se mencionar também o desconforto humano.

Frequentemente, os leigos, ao sentirem vibrar o ambiente onde se encontram e, principalmente, ao perceberem quaisquer danos estéticos, entram em pânico, temendo o colapso da estrutura.

Cabe mencionar também que, em casos muito particulares e de ocorrência rara, as vibrações podem acarretar danos às estruturas das construções vizinhas.

Sendo assim, torna-se necessário um estudo mais aprofundado das vibrações e seus efeitos colaterais. A instrumentação de obras e construções vizinhas constitui-se numa medida fundamental para que surjam soluções para o problema.

Através da instrumentação, pode-se detectar os níveis de vibração críticos para a ocorrência de danos e, além disso, verificar a eficiência das medidas adotadas para minimizar os efeitos da mesma, como por exemplo, execução de trincheiras ou emprego de técnicas alternativas de execução.

Para realização deste trabalho foram monitoradas três obras na cidade do Rio de Janeiro, através da instalação de acelerômetros.

Pretende-se, com os resultados obtidos, verificar a validade de metodologias e prescrições de norma referentes ao efeito de vibrações em construções vizinhas.

O capítulo 2 contém uma revisão bibliográfica sendo apresentadas as equações do movimento vibratório, alguns aspectos relevantes da propagação de ondas no solo devidas à cravação de estacas, métodos de previsão da aceleração e da velocidade de pico de partícula, considerações sobre as reações humanas e estruturais devido à vibração e métodos alternativos para redução de seus efeitos.

No capítulo 3 são narrados os procedimentos realizados nas obras monitoradas, bem como a descrição dos equipamentos utilizados, dados da obra e perfil geotécnico.

Os dados de aceleração, velocidade e deslocamento, assim como os procedimentos de cálculo envolvidos na determinação dessas duas últimas grandezas estão apresentados no capítulo 4, juntamente com os gráficos mais significativos.

No capítulo 5 realiza-se uma análise comparativa dos resultados obtidos no capítulo 4. Esta análise é feita baseando-se em normas e metodologias de avaliação de riscos apresentadas no capítulo 2.

As conclusões desta dissertação e sugestões para pesquisas futuras se encontram no capítulo 6.

Capítulo 2

Revisão Bibliográfica

2.1 - MOVIMENTO VIBRATÓRIO

- EQUAÇÃO DO MOVIMENTO

As vibrações produzem, em geral, efeitos adversos em obras de engenharia. Para minimizar tais efeitos cabe, inicialmente, conhecer-se todas as características desses movimentos e, para isso, deve-se fazer um estudo completo da equação de movimento do sistema em questão. O sistema é idealizado e simplificado em termos de massa, mola e amortecedor, que representam, respectivamente, o corpo, sua elasticidade e as resistências do sistema. A equação do movimento expressa, assim, o deslocamento do corpo como uma função do tempo ou dará a distância entre qualquer posição instantânea da massa durante seu movimento e a posição de equilíbrio (Richart, 1970).

Frequência natural é a frequência do sistema que tem vibração livre sem atrito, enquanto que frequência natural amortecida é a frequência do sistema que tem vibração livre e com atrito. A frequência natural é, então, obtida da equação de movimento.

O movimento harmônico ou senoidal, representado na figura 2.1, é a mais simples forma de movimento vibratório, expresso pela equação:

$$x = A \text{sen}(\omega t - \varphi) \quad (2.1)$$

onde, φ = ângulo de fase

A = amplitude simples

ω = frequência angular

x = deslocamento

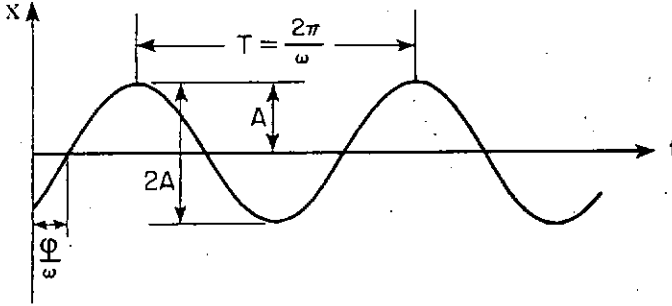


Figura 2.1 - Desenho da onda ($x \times t$)

O período T é o tempo necessário para completar um ciclo. O corpo retorna à sua posição inicial depois de um período T , ou seja, $x(t)$ é sempre igual a $x(t+T)$. A função seno se repete quando o ângulo aumenta de 2π radianos, logo:

$$\omega t + 2\pi = \omega(t + T)$$

ou

$$2\pi = \omega T \therefore \omega = \frac{2\pi}{T} \quad (2.2)$$

onde a grandeza ω é a frequência angular do movimento, e sua unidade no SI é rad/s.

A frequência da onda f é definida simplesmente como $1/T$, e está relacionada a ω por:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} \quad (2.3)$$

A frequência é definida como o número de vibrações por unidade de tempo, executado pela onda ao passar por um determinado ponto. A frequência é usualmente registrada em unidades de hertz ou de seus múltiplos, onde:

$$1 \text{ hertz} = 1 \text{ Hz} = 1 \text{ ciclo/s}$$

A quantidade dependente do tempo ($\omega t - \phi$), na equação (2.1), fornece a fase total do movimento e a constante ϕ denomina-se constante de fase ou ângulo de fase. O valor de ϕ depende também das condições iniciais do movimento. Em particular, o valor de ϕ e o valor de A são determinados pelo deslocamento e pela velocidade da partícula para $t = 0$. No gráfico de $(x \times t)$ indicado na figura 2.1, pode ser visto que o movimento harmônico simples necessita de dois parâmetros independentes para ser fisicamente definido. Comumente, os parâmetros usados são amplitude e frequência.

É claro que nem todos os movimentos de corpos vibrantes são harmônicos. Aliás, o movimento harmônico é geralmente obtido sob condições controladas em laboratório. Na figura 2.2 são mostrados outros três tipos de movimento. Movimento periódico é aquele, representado na figura 2.2a, em que a relação tempo-deslocamento se repete, enquanto que no movimento randômico, mostrado na figura 2.2b, o modelo tempo-deslocamento nunca se repete. A figura 2.2c mostra o movimento do tipo transiente, associado a sistemas de amortecimento, onde um tipo impulsivo de perturbação é aplicado em um pequeno intervalo de tempo. Após o impulso, as vibrações decaem até que o sistema volte à condição de repouso.

Quando dois movimentos harmônicos de frequências ligeiramente diferentes são superpostos, ocorre um movimento não

harmônico. Isto pode ser observado na figura 2.3, a qual se assemelha ao movimento harmônico, exceto pelo acréscimo e decréscimo gradual da amplitude. Para tal condição, a expressão para movimento pode ser escrita como a soma de dois movimentos harmônicos:

$$x(t) = A_1 \text{sen}(\omega_1 t - \varphi_1) + A_2 \text{sen}(\omega_2 t - \varphi_2) \quad (2.4)$$

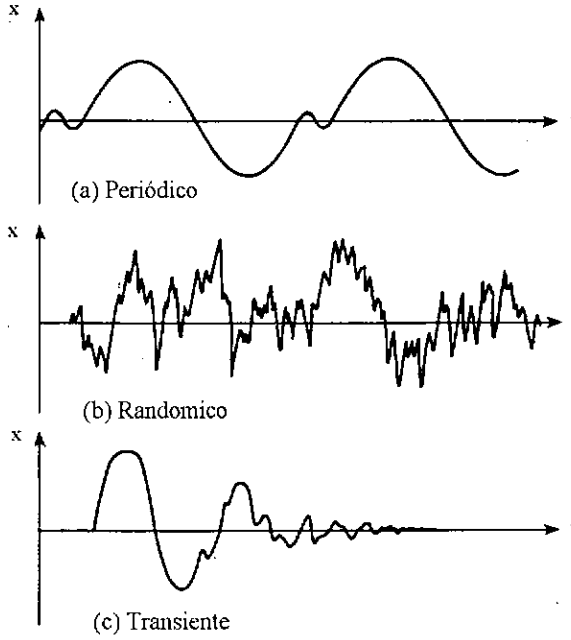


Figura 2.2 - Movimentos periódico, randômico e transiente (Richart, 1970)

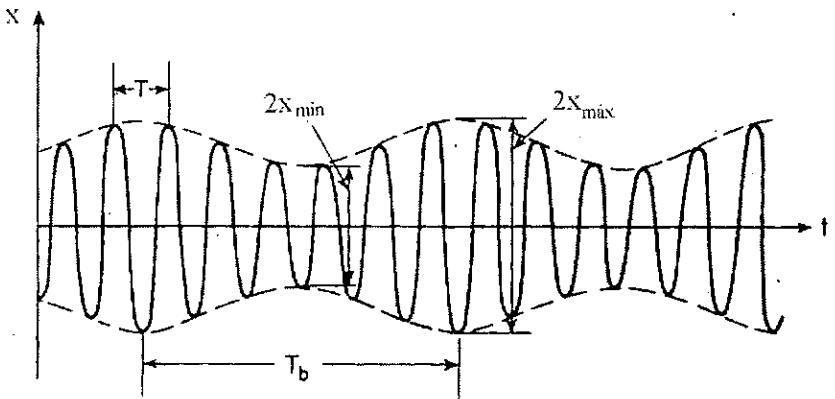


Figura 2.3 - Movimento contendo um batimento (Richart, 1970).

A curva tracejada da figura 2.3 está representando a envoltória das amplitudes de vibração que oscilam em uma frequência, chamada de frequência de batimento correspondente a diferença das duas frequências de origem.

$$f_b = \frac{1}{T_b} = \frac{|\omega_1 - \omega_2|}{2\pi} \quad (2.5)$$

onde:

f_b = frequência de batimento

T_b = período de batimento

Este tipo de movimento ocorre quando, por exemplo, vibrações são causadas por duas máquinas que foram projetadas para operar na mesma velocidade. A menos que haja sincronismo nos sistemas motrizes das duas máquinas, uma leve diferença resultará em duas velocidades de operação, resultando em vibrações que possuem frequência de batimento.

A frequência das oscilações combinadas é a média das duas componentes.

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\omega_1 + \omega_2}{2} \right) \quad (2.6)$$

Amplitudes máxima e mínima do movimento são a soma e diferença, respectivamente, das amplitudes das duas origens.

$$\begin{aligned} x_{\text{máx}} &= A_1 + A_2 \\ x_{\text{mín}} &= |A_1 - A_2| \end{aligned} \quad (2.7)$$

Derivando a equação 2.1 em relação ao tempo obtém-se:

$$\text{velocidade} = \dot{x} = \omega A \cos(\omega t - \varphi) \quad (2.8a)$$

$$\text{aceleração} = \ddot{x} = -\omega^2 A \sin(\omega t - \varphi) \quad (2.8b)$$

2.2 - SISTEMAS COM UM GRAU DE LIBERDADE

2.2.1 - VIBRAÇÕES LIVRES (NÃO AMORTECIDAS)

Vibração livre é o movimento periódico que se observa quando um sistema é deslocado de sua posição de equilíbrio estático, causado por um impulso que age por um instante apenas.

Um bom exemplo seria o sistema massa-mola em suspensão (figura 2.4), supondo as resistências passivas e a massa da mola desprezíveis. O estudo deste movimento, pela Mecânica Racional, estabelece que sua equação diferencial se traduz pela seguinte relação:

$$\frac{P}{g} \ddot{x} + kx = 0$$

ou

$$m\ddot{x} + kx = 0 \quad (2.9)$$

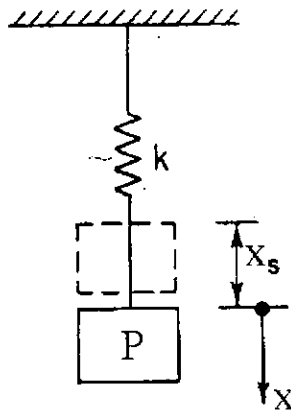


Figura 2.4 - Sistema massa-mola

onde:

P = peso das massas que entram em vibração

g = aceleração da gravidade

x = deslocamento produzido pela vibração no instante t ,
chamado elongação

k = constante

$m\ddot{x}$ = forças de inércia

kx = forças elásticas ou resistentes

A solução da equação (2.9) é da seguinte forma:

$$x = C_1 \operatorname{sen} \sqrt{\frac{k}{m}} t + C_2 \operatorname{cos} \sqrt{\frac{k}{m}} t \quad (2.10)$$

onde C_1 e C_2 são constantes arbitrárias obtidas a partir da condição inicial do movimento. A quantidade $\sqrt{\frac{k}{m}}$ corresponde à frequência angular natural não amortecida, designada por:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{kg}{P}}$$

Como:

$$\omega_0 = 2\pi f_0$$

tem-se que

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$$

sendo f_0 chamada de frequência natural não amortecida.

Na equação (2.9), observa-se que o termo kx é uma força F , proporcional às deformações que se originam do próprio movimento vibratório.

Se uma fundação de peso P entra em vibração, aparecendo no solo vibrações periódicas do tipo $x = A \sin \omega t$, surgirá conseqüentemente uma força adicional $F = kx$ que agirá sobre a fundação e que será proporcional a esta deformação. Portanto, k é a relação entre uma força e uma deformação.

Em fundações, chama-se $k = F/x$ de constante elástica da fundação.

Admitindo-se ser a constante elástica para solitação dinâmica igual à constante elástica para solitação estática, tem-se que:

$$k = \frac{P}{r}$$

logo,

$$r = \frac{P}{k}$$

Sendo r o recalque produzido pelo peso total sobre o bloco de fundação.

A equação da vibração de um bloco fundado sobre um solo perfeitamente elástico é:

$$x = A \sin \sqrt{\frac{kg}{P}} t = A \sin \sqrt{\frac{g}{r}} t \quad (2.11)$$

Então a frequência própria da fundação será:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{r}} \quad (2.12)$$

A frequência e a amplitude são as duas características principais das vibrações aqui consideradas.

A expressão da energia de um sistema em movimento vibratório é a estabelecida da seguinte forma. Sendo:

$$E = \frac{1}{2}mv^2; \quad v = A\omega; \quad \omega = \frac{2\pi}{T}$$

tem-se:

$$E = \frac{1}{2}mA^2\omega^2 = \frac{1}{2}\frac{P}{g}A^2\frac{kg}{P} = \frac{kA^2}{2} \quad (2.13)$$

2.2.2 - VIBRAÇÕES LIVRES COM AMORTECIMENTO

As vibrações estudadas no item anterior são ditas livres não amortecidas porque supõe-se que a força que lhes dá origem atue por um instante apenas e, ainda, que nenhuma força de atrito se oponha ao movimento.

É lógico que, na prática, tais hipóteses não são rigorosamente verificadas e, por isso, as oscilações se amortecem por atrito, isto é, as amplitudes decrescem com o tempo, tendendo para zero.

A maioria dos sistemas, durante o seu movimento vibratório, encontra atrito ou resistência sob a forma de amortecimento. O amortecimento, em suas diversas formas, sempre diminuirá o movimento e causará a parada final da oscilação. Quando o amortecimento é forte, o movimento oscilatório não ocorre. Diz-se, então, que este sistema está super-amortecido.

Caso o amortecimento seja pequeno, a oscilação é possível e diz-se que o sistema é sub-amortecido. Um sistema criticamente amortecido é aquele em que a quantidade de amortecimento é tal que o movimento resultante está no limite entre os dois casos acima citados. A

massa, quando solta, simplesmente retornará à sua posição de equilíbrio estático.

- *VIBRAÇÕES SOB AMORTECIMENTO VISCOZO*

No caso dos solos, o amortecimento é devido à resistência viscosa que os mesmos oferecem à sua rápida deformação, resistência essa que se admite ser proporcional à velocidade quando esta não é muito grande, obedecendo a seguinte lei:

$$R_v = -c\dot{x} \quad (2.14)$$

onde o sinal negativo indica que R_v tem sempre o sentido oposto ao de $v = \dot{x}$. O coeficiente de proporcionalidade c tem por expressão $c = 2\beta m$, em que β é chamado fator de amortecimento (figura 2.5).

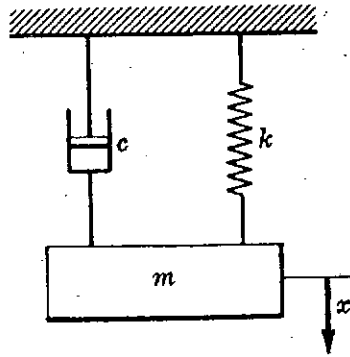


Figura 2.5 - Sistema massa-mola amortecido

A teoria do movimento vibratório amortecido mostra que entre duas amplitudes sucessivas, A_n e A_{n+1} de duas oscilações sucessivas, existe uma relação constante e igual a $e^{\beta T}$, isto é:

$$\frac{A_n}{A_{n+1}} = e^{\beta T} \text{ ou seja } \log A_n - \log A_{n+1} = \beta T \quad (2.15)$$

A equação (2.15) é denominada de decaimento logarítmico e fornece uma forma de calcular o fator de amortecimento β , bastando para isto, que se meçam as duas amplitudes sucessivas A_n , A_{n+1} e T .

A equação diferencial que descreve o movimento do sistema massa-mola amortecido é representada pela equação (2.9), acrescida da força de resistência R_v , tornando-se:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (2.16)$$

onde,

$$c = 2\beta m;$$

$c\dot{x}$ = forças de amortecimento

A equação característica correspondente à equação (2.16) é $mr^2 + cr + k = 0$, cujas raízes são:

$$r_1 = \omega_0(-\xi + \sqrt{\xi^2 - 1}) \text{ e } r_2 = \omega_0(-\xi - \sqrt{\xi^2 - 1}).$$

onde,

$$\omega_0^2 = k/m \text{ e } \xi = c/2\sqrt{mk}$$

Sendo ξ chamado de razão de amortecimento:

Dependendo da grandeza de ξ , isto é, se ξ for maior, igual, ou menor do que a unidade, os valores de r podem ser reais e desiguais, reais e iguais, ou complexos conjugados, significando que a vibração poderá ser representada pelas seguintes soluções:

super-amortecida ($\xi > 1$):

$$x = c_1 e^{-r_1 t} + c_2 e^{-r_2 t} \quad (2.17a)$$

criticamente amortecida ($\xi = 1$):

$$x = (c_1 + c_2 t) e^{-\omega_0 t} \quad (2.17b)$$

e sub-amortecida ($\xi < 1$):

$$x = e^{-\xi\omega_0 t} (A \cos\omega_a t + B \text{sen}\omega_a t) \quad (2.17c)$$

ou

$$x = C e^{-\xi\omega_0 t} \text{sen}(\omega_a t + \varphi)$$

onde, $C = \sqrt{A^2 + B^2}$ e $\varphi = \tan^{-1}(A/B)$ e ω_a é a frequência angular do movimento harmônico (figura 2.6). As constantes são determinadas a partir das condições iniciais do sistema.

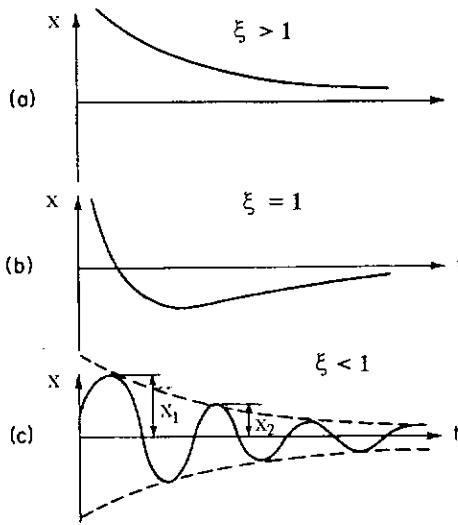


Figura 2.6- Tipo de curva de vibrações com amortecimento
(Richart, 1970)

2.2.3 - VIBRAÇÕES FORÇADAS HARMÔNICAS

São vibrações produzidas por uma força F harmônica que se repete periodicamente, podendo ser expressa por uma equação da forma geral:

$$F = F_1 \text{sen } \omega_1 t$$

A equação diferencial deste movimento é representada pela equação (2.16), acrescida da força F representada acima:

$$m\ddot{x} + 2\beta m\dot{x} + kx = F_1 \text{sen } \omega_1 t \quad (2.18)$$

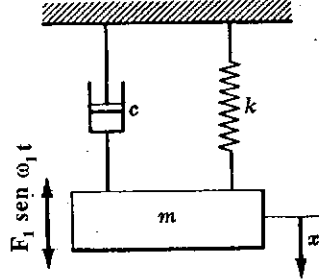


Figura 2.7 - Sistema massa-mola forçado amortecido

- VIBRAÇÕES FORÇADAS NÃO AMORTECIDAS

Considerando-se que $\beta = 0$ (como é geralmente admitido na prática) e integrando a equação (2.18) obtém-se como solução:

$$x = \frac{F_1}{k} \frac{\left[\text{sen } \omega_1 t - \left(\frac{\omega_1}{\omega_0} \right) \text{sen } \omega_0 t \right]}{\left[1 - \left(\frac{\omega_1}{\omega_0} \right)^2 \right]} \quad (2.19)$$

que é a soma algébrica de duas vibrações. A primeira delas, com a mesma frequência ω_1 da força externa atuante, é uma vibração forçada e, a segunda com frequência ω_0 já é conhecida. Nota-se que a deformação máxima de cada vibração é a deformação causada pelo valor máximo F_1 , que a força F pode atingir, multiplicada por um certo coeficiente A :

$$x_{\text{má x}} = \frac{F_1}{k \left[1 - \left(\frac{\omega_1}{\omega_0} \right)^2 \right]} = \frac{F_1}{k} A \quad (2.20)$$

para a primeira vibração e,

$$x_{\text{má x}} = \frac{F_1}{k \left[1 - \left(\frac{\omega_1}{\omega_0} \right)^2 \right]} \frac{\omega_1}{\omega_0} = \frac{F_1}{k} A \frac{\omega_1}{\omega_0} \quad (2.21)$$

para a segunda vibração.

- VIBRAÇÕES FORÇADAS AMORTECIDAS

Neste tipo de movimento vibratório, o fator de amortecimento β na equação (2.18) não é nulo. Além da força periódica $F = F_1 \text{sen} \omega_1 t$, intervém ainda a resistência viscosa $R_v = -2\beta m \dot{x} = -c \dot{x}$. A equação do movimento é formada, então, pela soma de duas vibrações: uma não forçada amortecida e outra forçada do tipo harmônico.

A solução geral para a equação (2.18), com β diferente de zero e coeficientes constantes, é da forma $x = x_c + x_p$. A parcela, x_c é chamada solução complementar (solução da equação (2.16)), também denominada de solução transitória, visto que, depois de algum tempo, a amplitude da vibração não forçada amortecida torna-se desprezível em face da amplitude da vibração forçada harmônica. Portanto, independente do tipo de amortecimento, esta parcela finalmente desaparecerá. A parcela x_p é a solução particular que tem a mesma frequência angular que a força de excitação periódica sendo, portanto, a vibração permanente do sistema.

A forma da solução particular é:

$$x_p = \frac{F_1 \text{sen}(\omega_1 t - \alpha)}{k} \left[\left(1 - \frac{\omega_1^2}{\omega_0^2} \right)^2 + \left(2\xi \frac{\omega_1}{\omega_0} \right)^2 \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (2.22)$$

onde ω_1 é a frequência angular de excitação e α é o ângulo de fase entre a resposta e a excitação, dado pela equação:

$$\alpha = \text{arctg} \frac{2\xi \left(\frac{\omega_1}{\omega_0} \right)}{1 - \left(\frac{\omega_1}{\omega_0} \right)^2}$$

Nota-se que a amplitude da vibração permanente depende da amplitude e frequência da excitação. Em problemas de fundação costuma-se considerar de maior importância a resposta permanente a uma excitação harmônica $F_1 \text{sen} \omega_1 t$. Portanto, é razoável considerar-se a solução geral na forma da solução x_p . A amplitude da resposta permanente é dada por:

$$x = \frac{F_1}{k} \left[\left(1 - \frac{\omega_1^2}{\omega_0^2} \right)^2 + \left(2\xi \frac{\omega_1}{\omega_0} \right)^2 \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (2.23)$$

2.3 - SINCRONISMO OU RESSONÂNCIA

Em um sistema de oscilação harmônica forçada, duas frequências devem ser consideradas: a frequência natural da oscilação livre do sistema, ω_0 , e a frequência angular da força externa periódica, ω_1 . Um oscilador forçado oscila sempre com a mesma frequência da força motriz externa, e a relação entre a frequência angular dessa força, ω_1 , e a frequência natural, ω_0 , determina o valor da amplitude da oscilação. A amplitude da oscilação será máxima quando $\omega_1 = \omega_0$, ou seja, $\omega_1 / \omega_0 = 1$, condição que é denominada ressonância.

Na expressão das vibrações harmônicas forçadas, o fator:

$$A = \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega_1}{\omega_0}\right)^2} \quad (2.24)$$

recebe o nome de fator de amplificação dinâmica que, em vibrações forçadas amortecidas, é:

$$A_1 = \left[\left(1 - \frac{\omega_1^2}{\omega_0^2}\right)^2 + \left(2\xi \frac{\omega_1}{\omega_0}\right)^2 \right]^{-\frac{1}{2}}$$

A figura 2.8 mostra a variação de A_1 com $\frac{\omega_1}{\omega_0}$, onde o fenômeno da ressonância é indicado pelo crescimento extremamente rápido de A_1 nas vizinhanças de $\frac{\omega_1}{\omega_0} = 1$.

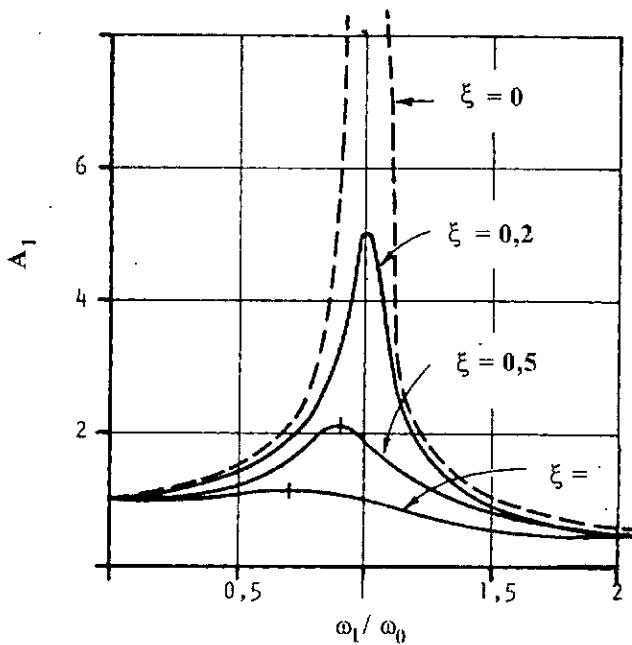


Figura 2.8 - Amplitude do deslocamento x do sistema forçado em função da frequência angular ω da força motriz F

A frequência de uma força periódica qualquer pode encontrar facilmente uma igual entre as muitas frequências próprias (natural), das mais variadas construções da engenharia. Daí a preocupação de evitar ou destruir o sincronismo entre estas frequências em função do crescente aumento da amplitude.

2.4 - SISTEMAS COM MÚLTIPLOS GRAUS DE LIBERDADE

O estudo feito até aqui expõe os princípios fundamentais da teoria das vibrações para os sistemas sujeitos a um único modo de vibração, determinado por um único parâmetro. É o caso de uma massa, conduzida verticalmente, montada sobre um suporte elástico elementar. Estes sistemas possuem uma única frequência natural.

Imaginando-se, por exemplo, um sistema no espaço, livre para mover-se segundo três direções dadas por três eixos perpendiculares, e admitindo-se estes três eixos como eixos de rotação, tem-se um sistema com seis graus de liberdade, que terá seis frequências próprias de vibrações naturais.

A equação geral da dinâmica e o princípio dos deslocamentos virtuais permitem encontrar um sistema de equações diferenciais simultâneas que determina cada um dos movimentos vibratórios no espaço.

Os cálculos são relativamente complexos, em função da dificuldade na resolução de um sistema com muitas variáveis. Mas podem ser resolvidos introduzindo-se as equações de Lagrange e utilizando-se as coordenadas e as forças generalizadas.

Para vibrações livres com muitos graus de liberdade, admite-se a seguinte equação: (Srinivasulu, 1976, Thomson, 1972)

$$[M]\{\ddot{X}\} + [K]\{X\} = 0$$

onde:

$[M]$ = matriz diagonal de massa

$[K]$ = matriz de rigidez

$\{X\}$ = matriz deslocamento

Para vibrações forçadas com muitos graus de liberdade, admite-se a seguinte equação:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [K]\{X\} = \{F\}$$

onde $\{F\}$ é o vetor força.

2.5 - APLICAÇÕES À ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES

2.5.1 - A PROPAGAÇÃO DE ONDAS NA CRAVAÇÃO DE ESTACAS

- GERAÇÃO E PROPAGAÇÃO DAS VIBRAÇÕES NO TERRENO

O movimento vibratório induzido no terreno pela cravação de estacas depende basicamente das características do martelo, do tipo de estaca e das propriedades mecânicas do solo (Nakao, 1980).

Durante a cravação de uma estaca, a energia do martelo é transmitida à estaca pelo impacto. Esta energia é absorvida pelo repique do martelo, pela estaca, pelos acessórios de cravação e pelo solo. A

parcela de energia absorvida pela estaca provoca a sua penetração no solo, além de um encurtamento elástico e modificações de forma, principalmente em seu topo. A energia transmitida ao solo provoca deformações elásticas e plásticas na massa de solo ao redor da estaca.

Existem três tipos principais de ondas: longitudinais, transversais e de superfície.

- Ondas longitudinais: são ondas de pressão, isto é, ondas de volume com oscilações de compressão e descompressão, que são irradiadas em frentes de ondas esféricas. São conhecidas também como ondas primárias devido à sua alta velocidade de propagação (P-wave). A figura 2.9 mostra um modelo físico da propagação de ondas longitudinais. As oscilações de compressão-descompressão ocorrem no mesmo sentido da propagação da onda primária.

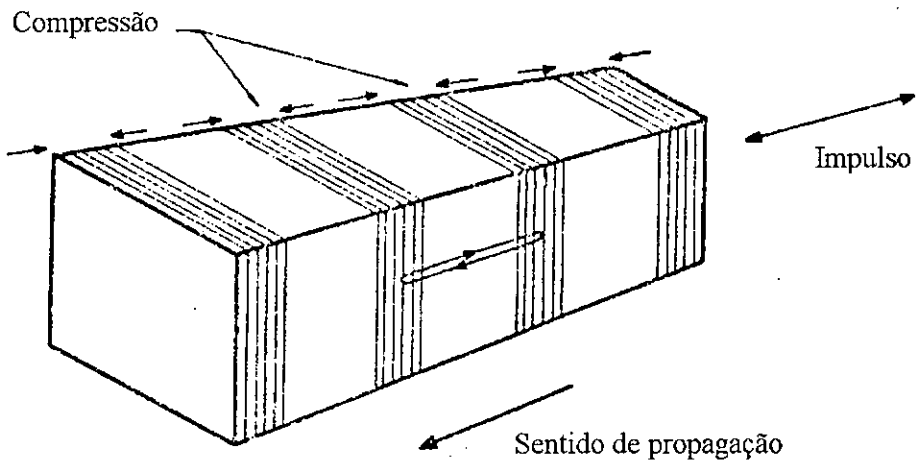


Figura 2.9 - Modelo de propagação de onda longitudinal
(O'Neill, 1971)

- Ondas transversais: são ondas de cisalhamento e se propagam radialmente a partir da fonte de excitação, sob forma de frentes de ondas esféricas. Estas ondas assemelham-se às ondas que são geradas

quando se aplica um impulso na extremidade de uma corda que repousa sobre uma superfície horizontal. São conhecidas como ondas secundárias (S-wave), pois sua velocidade de propagação é menor que a das ondas longitudinais (figura 2.10)

- Ondas de superfície: conhecidas como ondas Rayleigh (R-wave), são semelhantes às ondas que se formam na superfície de um lago quando atingida por um objeto. Elas se propagam paralelamente à superfície. Sua velocidade de propagação é ligeiramente menor que a das duas anteriores e estão contidas dentro de aproximadamente 20m a 100m de profundidade. O movimento das partículas nessas ondas constitui-se por trajetórias elípticas, girando em sentido contrário ao da propagação (figura 2.11).

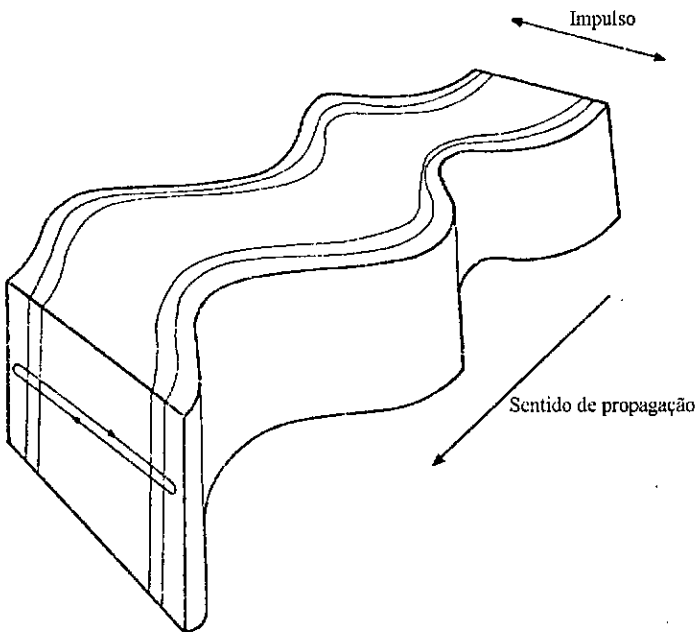


Figura 2.10- Modelo de propagação de onda transversal (O'Neill, 1971)

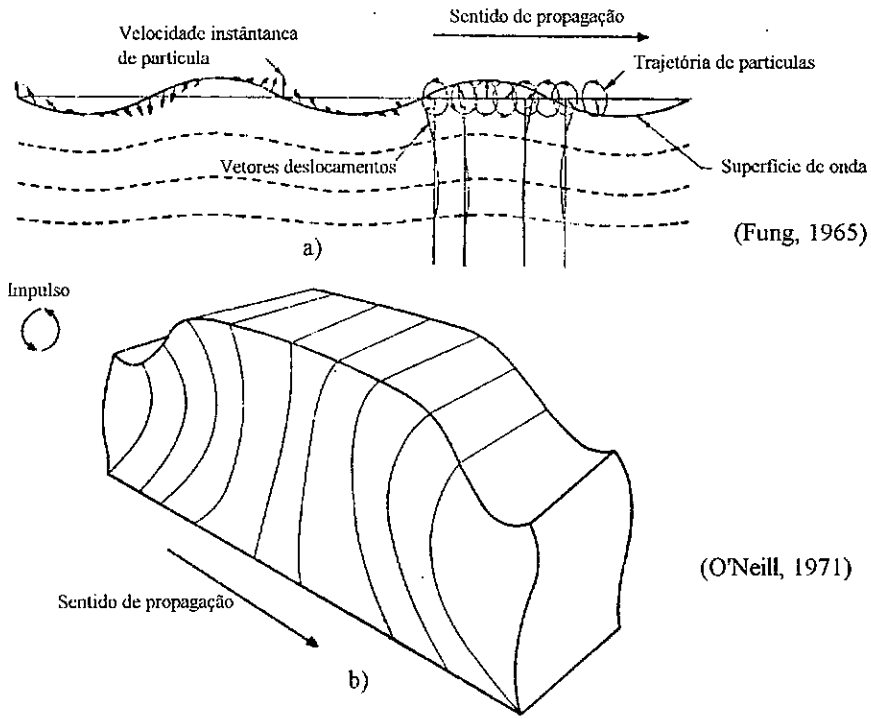


Figura 2.11 - Ondas Rayleigh: a) representação esquemática, b) modelo físico

Apesar da força aplicada ao solo durante a cravação de uma estaca ser geralmente vertical, nem sempre a maior vibração ocorre nesta direção. Isto acontece porque, tanto as ondas volumétricas como as de superfície, geradas pelo impacto, possuem componentes horizontal e vertical de movimento. Uma representação esquemática do mecanismo básico de propagação de ondas durante a cravação de uma estaca é ilustrada na figura 2.12 (Nakao, 1980).

As formas de ondas anteriormente apresentadas e suas considerações só se aplicam a um meio elástico, homogêneo e isotrópico. No caso de solos com camadas superpostas, o problema se complica, pela introdução dos fenômenos de reflexão e refração, podendo ocorrer outros tipos de onda, tais como ondas Love, ondas C, etc.

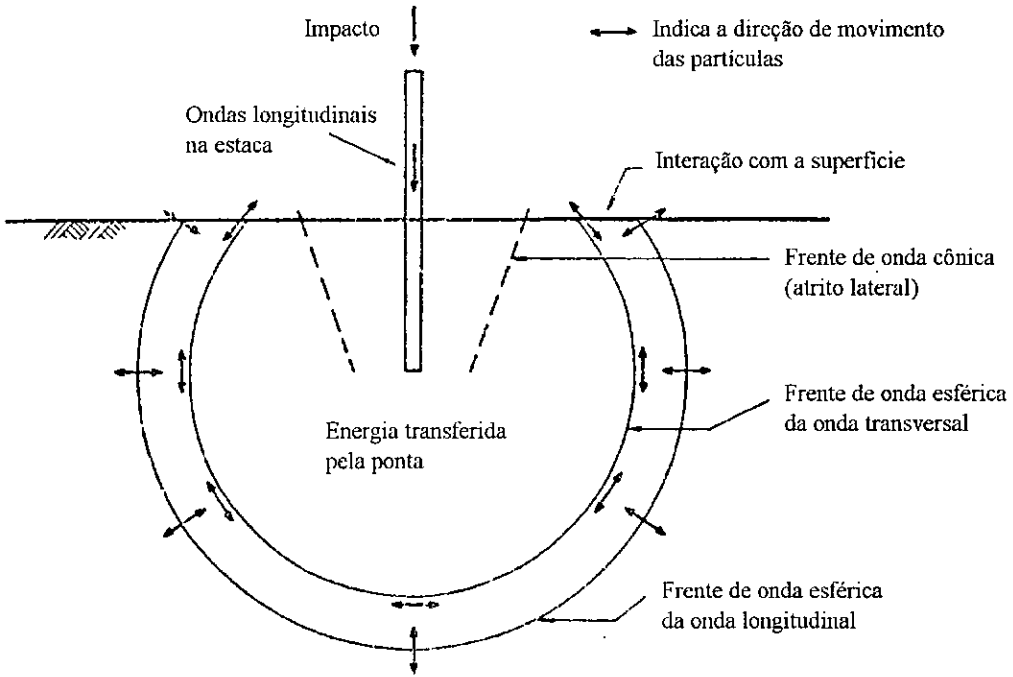


Figura 2.12 - Propagação de ondas próximo a estaca (Martin, 1980)

As ondas se propagam a partir de uma fonte de excitação e, à medida que a distância aumenta, elas se atenuam e perdem energia em seu trajeto. Essa atenuação é composta de dois fatores: o amortecimento geométrico e o amortecimento interno ou material.

O amortecimento geométrico resulta da redução da densidade de energia de vibração em função da distância à fonte de excitação, pois a energia é distribuída sobre volumes de solo cada vez maiores à medida que a onda se afasta da fonte. Como o solo não é um meio perfeitamente elástico, a energia de vibração é dissipada parcialmente pelo atrito entre as partículas do solo. Isto constitui o amortecimento interno ou material.

A atenuação da amplitude das ondas com a distância pode ser avaliada pela fórmula proposta por Bornitz (1931), para o caso de propagação de ondas num semi-espaco elástico (Nakao, 1980).

$$A = A_1 \left(\frac{r_1}{r} \right)^n e^{-\beta(r-r_1)} \quad (2.25)$$

A = amplitude da aceleração a distância r da fonte

A₁ = amplitude da aceleração a distância r₁ da fonte

n = constante

β = coeficiente de amortecimento

Nesta equação, $\left(\frac{r_1}{r} \right)^n$ corresponde ao amortecimento geométrico e $e^{-\beta(r-r_1)}$ ao amortecimento interno.

Forma de Onda	Fonte	Tipo de Onda	n
Ao longo da superfície do semi-espaço	Pontual	Volumétrica	2
		Rayleigh	0,5
	Linear Infinita	Volumétrica	1,5
		Rayleigh	0
No corpo elástico Infinito	Pontual	Volumétrica	1

Tabela 2.1- Valores de n

Como se observa na tabela 2.1, a amplitude das ondas Rayleigh atenua-se mais vagarosamente $\left(\frac{1}{\sqrt{r}} \right)$ que a das ondas volumétricas $\left(\frac{1}{r^2} \right)$.

Tipo de Solo	Coefficiente de absorção β, (m ⁻¹)
saturado, solos fofos (argilas, areias)	0,01 - 0,04
médio-denso, parcialmente saturados	0,04 - 0,06
densos	0,07 - 0,10

Tabela 2.2 - Valores típicos de β para diferentes solos

(Massarsch, K. R., 1984)

O solo sofre oscilações durante a cravação de estacas, que resultam basicamente da combinação de dois fenômenos. Primeiramente o solo é posto em oscilação como se um peso se chocasse em sua superfície. Em segundo lugar, a estaca, que pode ser submetida a uma vibração qualquer, transmite à massa de solo que a envolve essa vibração (figura 2.13).

As vibrações podem modificar sensivelmente as propriedades do solo por induzirem deformações cisalhantes. Em solos coesivos, as propriedades do solo podem ser supostas similares aos materiais elásticos, onde as vibrações são transmitidas rapidamente. Segundo Nakao (1980), geralmente ocorre um menor amortecimento em um solo coesivo do que num solo não coesivo. Em areias, as vibrações podem densificar o solo, provocando recalques significativos. Segundo Gambin (1980), em solos saturados, a onda de compressão se propaga através da fase líquida, vibrando o esqueleto sólido pelo sucessivo acréscimo e decréscimo da pressão neutra, provocando deslocamentos de partículas. A seguir, as ondas secundária e Rayleigh, que se propagam com velocidades menores que a de compressão, através da fase sólida, tendem a rearranjar as partículas de solo até um estado mais denso (figura 2.13).

2.6 - CARACTERÍSTICAS DAS VIBRAÇÕES ARTIFICIAIS NO SOLO.

Os efeitos das vibrações em prédios vêm se tornando uma séria preocupação. Os problemas podem ser divididos em duas categorias principais: aquelas em que os usuários ou ocupantes do edifício ficam incomodados e aquelas em que a integridade da estrutura ou fundação pode ser prejudicada. As pessoas, em geral, são bem sensíveis a

vibrações, podendo detectar e ser prejudicadas pelas mesmas (náuseas, por exemplo) bem antes de ocorrer algum tipo de risco à construção.

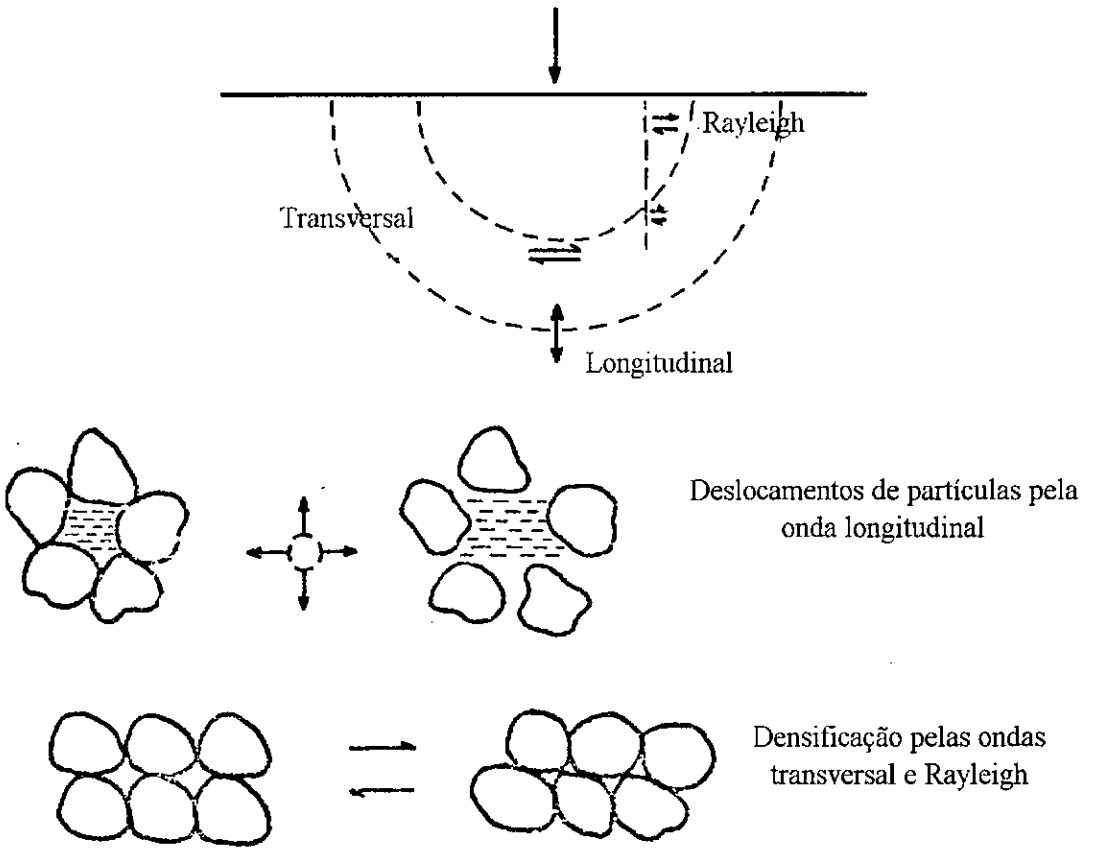


Figura 2.13 - Efeitos da propagação de ondas no solo (Gambin, 1980)

- *Velocidade de pico da partícula (ppv)*¹

A velocidade de pico de partícula é o principal parâmetro limite, para vibrações decorrentes de cravação de estacas, empregado neste trabalho. Isto se deve ao fato de que as normas aqui mencionadas baseiam-se no valor desta variável para identificar possíveis danos que possam vir a ocorrer em estruturas e, também, avaliar o grau de desconforto físico em pessoas.

A norma britânica BS-5228 - Parte 4 (1992) define ppv como o valor resultante, ou seja, a soma vetorial das três componentes ortogonais da velocidade da partícula.

$$\text{ppv} = \hat{v}_R = \sqrt{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2} \text{ máx} \quad (2.26)$$

2.6.1 - SENSIBILIDADE HUMANA ÀS VIBRAÇÕES

A sensibilidade humana às vibrações pode ser observada sob duas óticas:

- *Segundo Bendel*

Bendel (1935) comparou, no seu trabalho, as grandezas das acelerações medidas com as que dão o grau de sensibilidade humana, estabelecendo escalas dessa sensibilidade que permitem uma melhor apreciação dos resultados. Estas escalas de sensibilidades correspondem, no caso das componentes vertical e longitudinal, à sensibilidade de um

¹ ppv é a abreviatura da expressão "peak particle velocity". Decidiu-se, neste trabalho, adotar a mesma abreviatura para representar a velocidade de pico da partícula de solo por tratar-se de uma representação de âmbito internacional

homem em pé e, no caso de componente transversal, à de um homem deitado transversalmente à direção da onda de vibração.

A aceleração máxima das ondas vibratórias senoidais amortecidas, de amplitude A e frequência f , é obtida da equação (2.8b) onde:

$$\omega = 2\pi f \text{ e } \text{sen}(\omega t - \varphi) = -1$$

logo,

$$a_{\text{máx}} = 4\pi^2 f^2 A \quad (2.27)$$

Essa aceleração é amortecida com a distância à fonte de vibrações, conforme indica o gráfico da figura 2.14.

- *Segundo Reiher Meister (BRE Digest, 1983)*

Em estudos realizados por Reiher-Meister, de acordo com Building Research Establishment Digest, 1983, constatou-se que o corpo humano, submetido a certas condições, pode detectar amplitudes tão pequenas quanto um micron, assim como amplitudes da ordem de $0,05\mu$ com a ponta dos dedos.

Pelas investigações feitas por Reiher-Meister nota-se que as vibrações verticais são mais facilmente detectadas por pessoas em pé, e as vibrações horizontais por pessoas deitadas. A sensação produzida depende da frequência e amplitude. Uma amplitude de 100μ constitui uma vibração perturbadora, se a frequência exceder a 5Hz, e dolorosa se exceder a 20 Hz. Uma amplitude de 10μ é apenas perceptível em 5Hz, mas torna-se perturbadora em 50Hz.

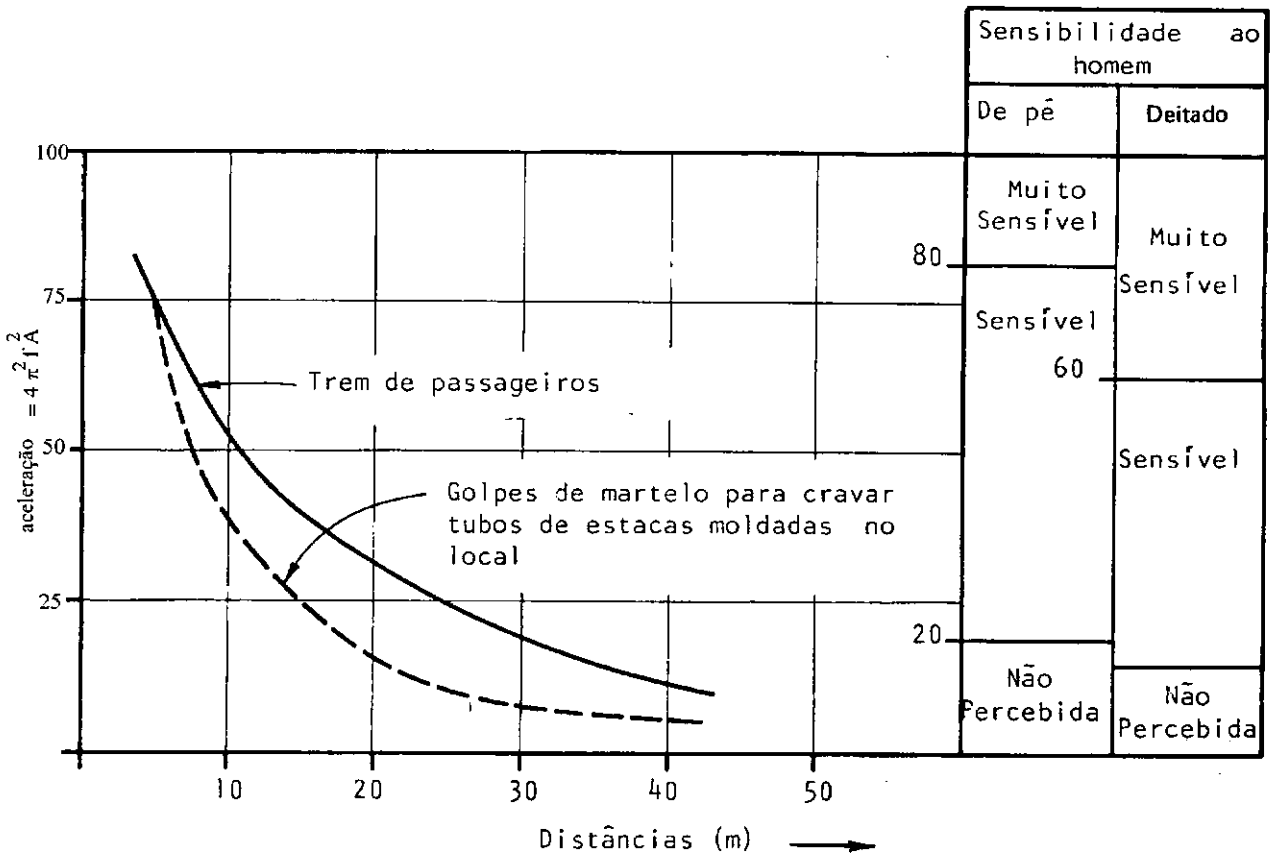


Figura 2.14 - Amortecimento das acelerações de vibrações produzidas artificialmente, com as distâncias e escala de sensibilidade humana às vibrações (Bendel, 1935).

Expressa em termos de velocidade de pico, o limiar da percepção da vibração corresponde à velocidade de 0,3mm/s. A vibração começa a ser perturbadora numa velocidade que exceda 2,5mm/s, causando distúrbios e interferindo nas atividades das pessoas. Em residências, as vibrações podem promover ansiedade nas pessoas, com receio de que algum desastre possa ocorrer na estrutura (figura 2.15). Já segundo a norma britânica BS-5228 - Parte 4 (1992), o limiar da percepção humana é da faixa de 0,15mm/s a 0,3mm/s, com frequências entre 8Hz e 80Hz.

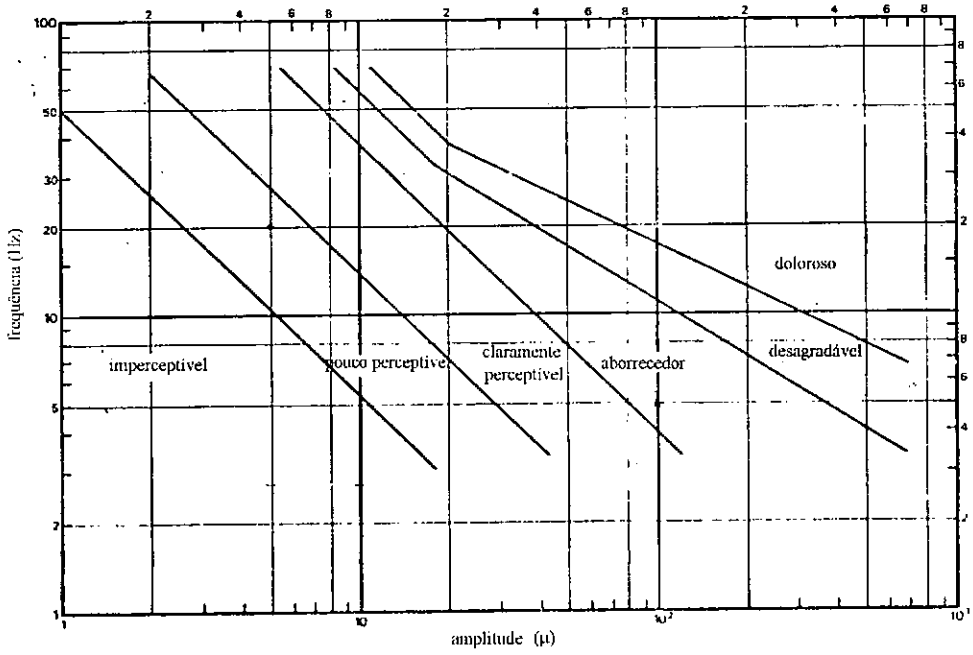


Figura 2.15 - Sensibilidade Humana: Reiher-Meister
(BRE Digest, 1983)

A norma alemã DIN 4150 Parte 3 (1975), mostra os valores do grau de percepção K e os respectivos efeitos nas pessoas (tabela 2.3), sendo:

$$K = \frac{0,005Af^2}{\sqrt{100 + f^2}} \quad (A, \text{ deslocamento em microns e } f, \text{ frequência em hertz})$$

Valores de K	Grau de percepção
abaixo de 0,10	insensível
0,10	patamar limiar de percepção
0,25	quase perceptível
0,63	perceptível
1,60	facilmente perceptível
4,00	fortemente detectável
10,00	muito fortemente detectável

Tabela 2.3 - Relação entre os valores de K e a percepção humana de movimentos

2.6.2 - INFLUÊNCIA DA VIBRAÇÃO DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS EM ESTRUTURAS

A norma BS-5228 - Parte 4 (1992), recomenda que estruturas livres e flexíveis apresentem patamares limites (acima dos quais ocorrerão danos) de 20mm/s para vibrações intermitentes e 10mm/s para vibrações contínuas, enquanto que construções pesadas e rígidas apresentem patamares superiores a 30mm/s para vibrações intermitentes e 15mm/s para vibrações contínuas².

Os níveis de vibração dados acima referem-se ao valor máximo em um elemento portante da estrutura, no nível do terreno ou das fundações que se propagam nas direções vertical, radial ou tangencial (observar figura 2.16).

Um valor da componente vertical de ppv superior a 20mm/s, durante a cravação, pode ser tolerado (com bastante cuidado com rebocos antigos) em andares intermediários.

Segundo a BS-5228 - Parte 4 (1992), muitos estudos provam que prejuízos causados à estrutura raramente estão relacionados à vibração. Muitos outros mecanismos podem causar mais danos, especialmente estéticos, do que a cravação de estacas.

Em toda construção, com o decorrer do tempo, surgem pequenas rachaduras, evidenciadas principalmente no reboco, que podem

²Em baixas frequências (abaixo de 10Hz), grandes deslocamentos e correspondentes deformações elevadas necessitam de valores de ppv mais baixos (50% menores) enquanto que em alta frequência (acima de 50 Hz) deformações bem menores permitem que o limite da ppv aumente (100% maior).

ser aumentadas por diversos fatores como, por exemplo, tensões térmicas, tensões estruturais induzidas, recalques, etc.

Danos devido a vibrações fracas ocorrem, geralmente, quando um componente estrutural é submetido a uma tensão local próxima do seu limite de resistência e adiciona-se ao mesmo uma tensão dinâmica, podendo esta ser suficiente para que haja ruptura (norma britânica BS-5228).

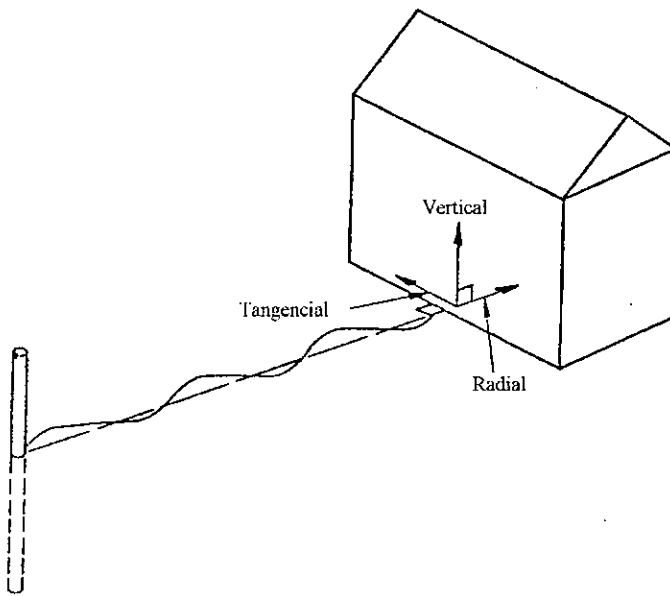


Figura 2.16 - Orientação dos transdutores de vibração

Entretanto, em certos casos, é possível que a vibração seja tão intensa que promova alguns danos, geralmente superficiais, como rachaduras em rebocos, vidros, gessos, etc. Não obstante, poderá haver problemas na integridade desta construção caso a frequência de cravação das estacas coincida com a frequência natural de algum elemento da construção.

Segundo o BRE Digest (1983), a resposta da construção à vibração é controlada pelos seguintes fatores:

- a) a relação entre a frequência natural da construção ou de elementos desta, e a frequência característica da origem da vibração;

- b) o amortecimento das ressonâncias da construção ou elementos;
- c) a rigidez da construção ou de seus elementos;
- d) a magnitude das forças que agem na estrutura;
- e) a interação da estrutura ou de seus elementos com a fonte da vibração.

Juntos, os fatores (a) e (b) podem ser definidos a partir da complexa função de resposta de frequência da estrutura ou de seus elementos.

A frequência natural da estrutura é dominada, principalmente, pelo seu tamanho e, secundariamente, pela sua estabilidade. A frequência natural de uma construção alta pode ser determinada a partir da expressão empírica $f = 46/H$, onde H é a altura do prédio em metros.

O BRE Digest (1983) sugere a tabela 2.4 com níveis de vibração aceitáveis para diferentes construções, tendo em vista sua utilização.

Tipo de Construção	Tempo	Valores Aceitáveis do Grau de Percepção (K) <i>(ver Tabela 2.3)</i>		
		Vibrações Contínuas	Vibrações Repetitivas	Vibrações Ocasionais
		Hospitais e enfermarias	Dia	0,1
	Noite			0,1
Residêncial	Dia	0,1	0,2 (0,1)	
	Noite		0,1	0,1
Casas e negó- cios na cidade	Dia	0,3 (0,15)	0,63 (0,3)	
	Noite	0,1	0,1	
Indústrias	Dia	0,63 (0,3)	0,8 (0,4)	
	Noite	0,63 (0,3)	0,8 (0,4)	

Tabela 2.4 - Níveis de vibração aceitáveis

A avaliação da vulnerabilidade ou outras características de estruturas prediais a danos induzidos por vibrações necessita, a princípio, de um conhecimento estrutural razoavelmente mais detalhado do que o encontrado à disposição. São os seguintes os pontos a serem considerados:

- a) o projeto da estrutura;
- b) a natureza, condição e adequação da fundação e as propriedades do solo que a suporta;
- c) a idade da estrutura;
- d) o método e qualidade de construção, incluindo acabamentos;
- e) a condição geral da estrutura e acabamentos;
- f) um esquema de defeitos existentes, especialmente rachaduras, suplementados, quando necessário, de fotos;
- g) qualquer informação pertinente a maiores alterações, como ampliação, ou reparos passados;
- h) a localização e nível da estrutura em relação à cravação de estacas;
- i) a frequência natural de elementos estruturais e componentes;
- j) a duração da operação de cravação.

De acordo com a DIN 4150 Parte 3 (1975), deve-se separar as influências de natureza transiente e estacionária. Para o caso transiente é utilizado o valor de ppv máximo como critério (equação 2.25)

Para ppv menor ou igual a 2mm/s não se deve esperar defeitos estáticos, conforme tabela 2.5.

Para influências vibratórias estacionárias, a condição mais crítica ocorre quando a frequência predominante do terreno vibrante coincide com a frequência natural da estrutura.

Problemas ambientais em áreas residenciais são frequentemente causados por vibração no piso. De acordo com Massarsch (1986), a frequência predominante de pisos sujeitos a excitação vertical é tipicamente da ordem de 10Hz a 25Hz. A frequência é afetada por vários fatores como, por exemplo, o tipo da estrutura, a geometria do piso, a localização dos móveis ou pessoas num cômodo, etc. Como é difícil prever a frequência da estrutura, na prática normalmente se procede as medições de vibrações.

TIPO DE EDIFÍCIO	VALORES BASE PARA ppv
Edifícios de habitação ou comércio e estruturas similares num estado de conservação que correspondam às regras da boa técnica de construção	8mm/s
Estruturas bem contraventadas de peças pesadas e estruturas aporricadas bem contraventadas e num estado de conservação que corresponda às regras da boa técnica de construção ³	30mm/s
Estruturas que não correspondam aos itens acima e construções tombadas pelo patrimônio nacional	4mm/s

Tabela 2.5 -Limites típicos de velocidade resultante na fundação (ppv) ocasionada por vibrações de curta duração. Até os valores listados espera-se danos que não resultem na redução dos valores de mercado das estruturas (DIN 4150 - Parte 3, 1975).

³ Para estas construções deve ser considerada com acurácia a resistência real contra vibrações.

Massarsch (1983) apresenta (figura 2.17) uma relação empírica entre frequência e velocidade de vibração e seus efeitos nos seres humanos e nas estruturas. Os seres humanos são mais sensíveis às vibrações dentro de uma faixa de frequência entre 2 Hz e 50Hz. Nas estruturas o efeito das vibrações diminui com o aumento da frequência.

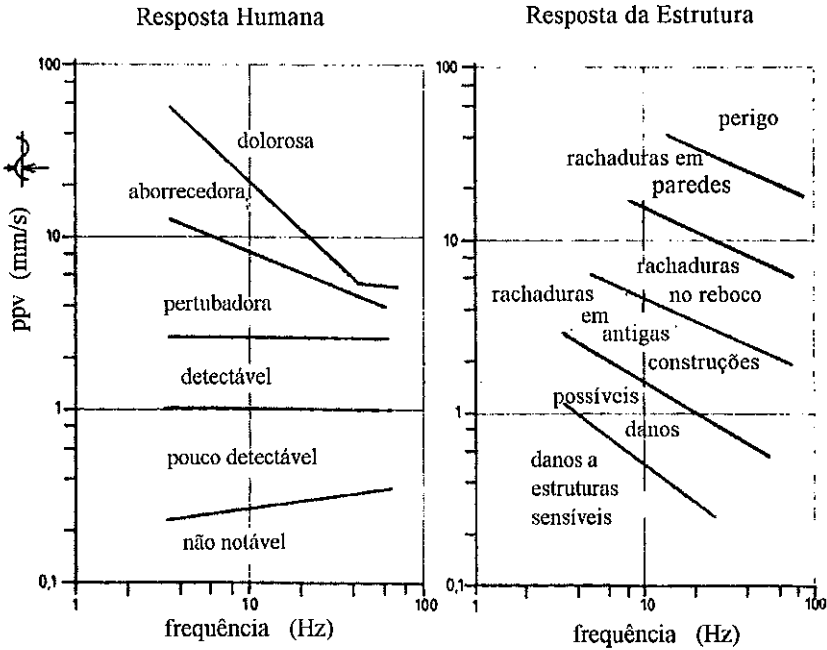


Figura 2.17 - Respostas às vibrações segundo Massarsch, K. R.(1983)

- VALORES LIMITES

Segundo a norma Portuguesa, o valor \hat{v}_R (ppv) não deve ser maior do que o valor v_L , sob pena de ocorrer fissuração, danificando a construção, sendo este valor definido conforme abaixo:

$$v_L = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \times 10^{-2} \text{ (m/s)} \tag{2.28}$$

onde:

v_L = é o valor limite de velocidade de vibração, expresso em metros por segundo.

α = coeficiente que leva em conta as características do terreno de fundação, cujos valores estão indicados na tabela 2.6;

β = coeficiente que, leva em conta o tipo da estrutura, assume os valores indicados na tabela 2.7;

γ = coeficiente que, considera o número médio de solicitações, tabela 2.8;

CARACTERÍSTICAS DO TERRENO	α
Rochas e solos coesivos rijos ($v > 2000\text{m/s}$)*	2
Solos coesivos muito duros, duros e de consistência média; solos não coesivos compactos: areias e misturas areia-seixo bem graduadas, areias uniformes ($1000\text{m/s} < v < 2000\text{m/s}$)*	1
Solos não coesivos fofos; areias e misturas areia-seixo bem graduadas, areias uniformes, solos coesivos moles e muito moles ($v < 1000\text{m/s}$)*	0,5

v (m/s) designa a velocidade de propagação das ondas elásticas longitudinais

Tabela 2.6 - Valores do coeficiente α (norma Portuguesa)

TIPO DE CONSTRUÇÃO	β
Construções que exigem cuidados especiais (ex: monumentos históricos, hospitais, depósitos de água, chaminés)	0,5
Construções correntes	1
Construções reforçadas	3

Tabela 2.7 - Valores do coeficiente β (norma Portuguesa)

NÚMERO MÉDIO DIÁRIO DE SOLICITAÇÕES	γ
< 3	1
> 3	0,7

Tabela 2.8 - Valores do coeficiente γ (norma Portuguesa)

Para influências vibratórias estacionárias, o critério da velocidade da vibração horizontal foi adotado como critério para danos. Para estruturas em pórticos múltiplos, quando a velocidade de vibração horizontal for inferior a 5mm/s no topo, não se deve esperar danos.

Frequentemente, as vibrações causam, em parte da estrutura, principalmente em lajes, frequências próximas às de ressonância. Neste caso, os momentos fletores máximos podem ser diretamente calculados pelas velocidades da vibração vertical.

A figura 2.18 apresenta um critério de avaliação grosseira do efeito de vibrações estacionárias em lajes através da medição da amplitude da vibração e frequência, bem como da amplitude da velocidade da vibração.

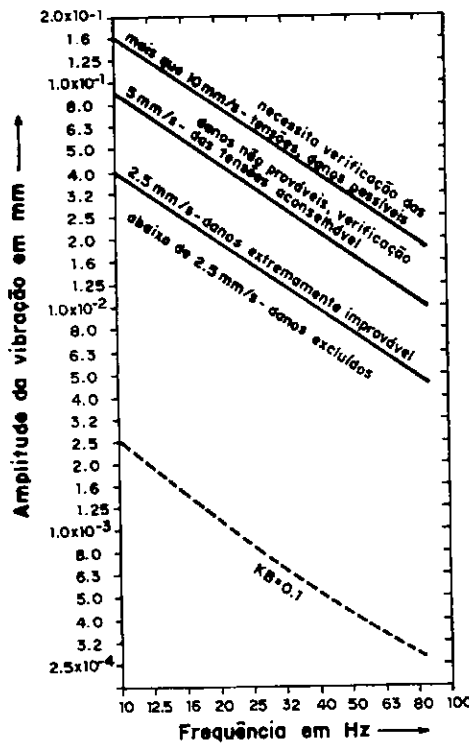


Figura 2.18 - Amplitude \times Frequência
(DIN 4150 Parte 4, 1975)

- FATORES QUE INFLUENCIAM A OCORRÊNCIA DE DANOS DEVIDO A CRAVAÇÃO DE ESTACAS

a) FONTE DAS VIBRAÇÕES

A fonte que provoca a vibração determina o valor ou intensidade da frequência e a duração desta vibração. As vibrações

periódicas devidas a cravação de estacas, vibradores e tráfego podem vir a ter consideráveis efeitos ressonantes.

b) TIPO DE CONSTRUÇÃO

As construções são constituídas por elementos que, individualmente ou em conjunto, são capazes de vibrar. Segundo a norma Suíça, a frequência própria de cada componente estrutural (piso, parede, coluna) ou associações destes componentes usualmente se encontra na faixa de 10Hz-60Hz, enquanto que da estrutura completa é inferior a 10Hz. A mesma norma afirma ainda que, para o espectro de frequência de vibrações normalmente encontrado, os efeitos de ressonância parecem ser apenas importantes no caso de pisos e paredes. Particularmente, no caso de vibrações por detonações, é muito improvável que ocorra excitação da frequência natural da estrutura, mas para baixas frequências, máquinas vibratórias e estruturas relativamente rígidas, o risco pode aumentar.

Se a estrutura como um todo é submetida a uma vibração, sua rigidez e as condições do terreno sobre o qual ela está assentada proporcionam um tipo de resposta diferente do que quando apenas componentes individuais são excitadas. Por essa razão é que a norma Suíça desconsidera vibrações com frequência abaixo de 10Hz.

Com respeito à excitação de componentes estruturais com frequências próximas às de ressonância, os aspectos mais importantes são a ppv e o amortecimento do material. Por esta razão a velocidade é considerada em praticamente todos os critérios de danos vibracionais como fator decisivo.

A probabilidade de ocorrer uma forte excitação em um componente estrutural dentro de uma construção é maior em frequências

abaixo de 60Hz. Para frequências bem acima da frequência própria, estes componentes são ainda excitados, mas as amplitudes são pequenas, comparadas com aquelas da origem do movimento. Desse modo, as tensões induzidas são aproximadamente proporcionais à amplitude da vibração forçada. Valores limites mais elevados de velocidade de partícula da vibração de excitação devem ser estipuladas para frequências superiores a 60Hz uma vez que, para um mesmo valor desta grandeza, a amplitude de deformação e, por conseguinte, da tensão também decresce com a elevação da frequência. Relativamente, poucos danos ocorrem com frequências acima da faixa de valores entre 60Hz-100Hz.

Equipamentos de cravação de estacas (martelo automático ou vibrador) trabalham predominantemente em uma faixa de 10Hz-30Hz. Por experiência, sabe-se que os efeitos de forte ressonância são bastante prováveis nesta faixa.

- *CONDIÇÕES DA ESTRUTURA*

A condição de uma estrutura tem grande influência em sua suscetibilidade para desenvolver rachaduras devido às vibrações. Especialmente no caso de reformas recentes, as velhas rachaduras voltam a ficar expostas, e este processo pode ser acelerado pelos efeitos vibratórios. Assim, para construções recentemente reformadas e construções em condições precárias, uma redução de valores limites é necessária. Sabe-se que, neste caso, as construções sofrem efetivamente uma redução na sua rigidez.

- *CONDIÇÕES GEOLÓGICAS*

Condições geológicas e locais do terreno têm dupla influência na ocorrência de danos. Primeiro, o subsolo entre a fonte das vibrações e o objeto interfere na composição de frequências como, por exemplo, em solos fofos e moles altas frequências são rapidamente filtradas. Então, as propriedades dos solos estão implicitamente contidas

nas características vibratórias do movimento na fundação da estrutura. Em segundo lugar, a flexibilidade do terreno pode influenciar bastante a frequência fundamental do sistema solo-estrutura. Frequências próprias mais elevadas associadas a respostas de componentes individuais são menos afetadas.

2.7 - PREVENÇÃO DE NÍVEIS DE VIBRAÇÃO DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS

Não é fácil prever a propagação da vibração no solo, pois a heterogeneidade do terreno introduz grande dificuldade em tal análise. Por isso, são propostos modelos simplificados como, por exemplo, a representação do solo como um semi- espaço elástico (Skipp, 1984).

O solo é um material elasto-plástico. Já que uma equação adequada para a propagação da vibração não pode ser facilmente derivada para tal material, adota-se a seguinte expressão empírica (Attewell and Farmer, 1973):

$$v = \frac{C.E^y}{r^x} \quad (2.29)$$

onde: v = velocidade de pico da partícula (ppv)

E = energia de cravação

r = distância entre fonte e receptor

C, x, y = constantes

Esta equação foi desenvolvida com base na análise teórica de:

- meio contínuo ideal - propagação de onda elástica e geração de ondas Rayleigh.

- raciocínio lógico - intuitivamente, é esperado que o nível de vibração aumente com o crescimento da energia de cravação e diminua com distância da fonte.
- dados do campo; que definem valores adequados para as constantes.

Martin (1980) afirma que a lei de propagação da forma: $v \propto E^{0,5}/r^x$ é frequentemente adotada, onde r é considerada a distância radial (medida horizontalmente) na superfície ou, em outras palavras, ondas Rayleigh são as principais fontes de vibração. A constante “x” leva em conta tanto o amortecimento geométrico como o interno, e é usualmente tomada entre 0,5 e 1,5. Na expressão 2.29, a constante de proporcionalidade “C” é provavelmente influenciada pelas condições do solo e da origem da energia (isto é, tipo do martelo e estaca). Attewell & Farmer (1973) sugeriram um valor de 1,5 para estacas-prancha e 0,75 para outras estacas (unidades em SI com velocidade em mm/s), com constante “x” igual a 1,0 e “y” igual a 0,5.

A velocidade deveria ser plotada para qualquer uma das três componentes ortogonais, ou para sua resultante. Os resultados deveriam também ser comparados usando outras leis de propagação (Wiss, 1981; Clough & Chameau, 1980; Mallard & Bastow, 1979). Entretanto, a adoção de um método consistente de plotar os dados permitirá uma melhor apreciação de trabalhos publicados. Assim, é sugerido por Whyley et al (1992) que a ppv seja plotada como ordenada, contra a distância reduzida ($E^{0,5}/r^{1,0}$) na abscissa, em escala logarítmica, de forma que relações aproximadamente lineares devem ser obtidas (Attewell & Farmer, 1973).

Segundo a DIN 4150 Parte 3 (1975), a intensidade da vibração pode ser pré-calculada em poucos casos. Obtém-se,

naturalmente, melhores referências de ensaios de campo e valores de experiências. Já a BS-5228 - Parte 4 (1992) cita que Attewell & Farmer (1973) deduziram, através de medições em campo, a seguinte fórmula empírica que relaciona a ppv com a energia da fonte e a distância da estaca.

Para estacas cravadas à percussão:

$$v = 0,75 \times \sqrt{\frac{E_0}{r}} \quad (2.30)$$

e para estacas cravadas por vibração:

$$v = 1,0 \times \sqrt{\frac{E_0}{r}} \quad (2.31)$$

onde:

v = componente vertical da ppv em mm/s;

E_0 = energia da fonte por impacto (ou por ciclo) em joule;

r = distância radial entre a fonte da vibração e o receptor em metro.

Com o uso destas fórmulas, é possível prever-se um valor de ppv cuja probabilidade de ocorrência de valores superiores seja significativamente baixa. De fato, em muitos casos, os valores assim previstos são considerados superestimados em relação àqueles que ocorrem na prática, pelas seguintes razões:

- a) Retro-análises dos dados de muitos casos de obras foram feitas baseadas nos mais altos valores de ppv encontrados que, em cada dado, ajustam-se melhor que os valores médios.

- b) Embora na cravação de estacas a fonte da vibração seja direcionada axialmente à estaca e, portanto, predominantemente vertical, a natureza tridimensional da resultante da onda modelo garante que algum movimento oscilatório ocorrerá no plano horizontal. Além disso, componentes horizontais podem predominar em ponto mais elevados de paredes ou muros de contenção ou de estruturas submetidas a vibrações decorrentes de vibroflotação (“vibroflotation”).
- c) A constante 0,75 da equação (2.29) concilia diferenças em unidades, condições de solo médias e eficiência na cravação. Comentários suplementares nas variações de resposta da vibração, dependendo da natureza do solo, podem ser encontrados em outras publicações, como por exemplo, Wiss (1967) e Martin (1980).
- d) Toda vez que a distância em planta entre a fonte e o receptor exceder à profundidade da estaca, esta pode ser empregada em substituição à distância radial r . Entretanto, em estaqueamentos muito próximos a estruturas, o valor de r é muito dependente da profundidade da estaca e assim, para avaliação do problema, seria importante uma indicação da profundidade na qual a resistência esperada para a cravação deve ocorrer. Na tabela do apêndice A, r é geralmente tomado segundo a horizontal (ou radial horizontal), e não como uma distância radial.
- e) Medições feitas na superfície do terreno tendem a revelar níveis de vibração maiores que aquelas feitas nas adjacências da estrutura. Não é raro observar-se uma variação de um fator da ordem de 2 (ver, por exemplo, Martin, 1980).
- f) Pode ser visto nas tabelas do apêndice A que, em muitos casos, níveis satisfatórios de vibração podem ser obtidos quando o ponto remoto de

recebimento está relativamente próximo. Nesta situação, não é possível discriminar dentre os vários tipos de onda.

2.8 - MEDIDAS PRÁTICAS PARA REDUÇÃO DA VIBRAÇÃO DA CRAVAÇÃO DE ESTACAS

Existem dois métodos de isolamento da vibração, a saber: o isolamento ativo e o isolamento passivo. No caso do isolamento ativo, as condições na fonte da vibração são modificadas. Este é, portanto, mais difícil de implementar (por exemplo, redução da velocidade de tráfego, etc).

No caso de isolamento passivo, as condições na vizinhança da estrutura exposta a vibrações são mudadas. Para este propósito, construíam-se no passado barreiras rígidas de isolamento. Teoricamente, o método mais eficiente de se isolar a vibração é através da abertura de uma trincheira. Foi mostrado que a amplitude das ondas Rayleigh decrescem rapidamente com a profundidade (figura 2.19). A onda de energia superficial é propagada quase que exclusivamente (98% a 99%) pela camada que se estende a uma profundidade correspondente ao comprimento da onda. Interceptando-se o caminho desta onda por uma trincheira, a energia de vibração transmitida é, portanto, reduzida. O isolamento da vibração nos solos tem sido estudado recentemente em detalhes, utilizando análises por elementos de contorno (Beskos, 1986). O efeito de isolamento é significativo (>70%) quando a profundidade da trincheira excede a metade do comprimento de onda das ondas de superfície.

Para uma profundidade de trincheira correspondente a um comprimento de onda qualquer, pode-se alcançar um isolamento da

vibração do terreno superior a 85%. A redução da amplitude é praticamente independente da largura da trincheira.

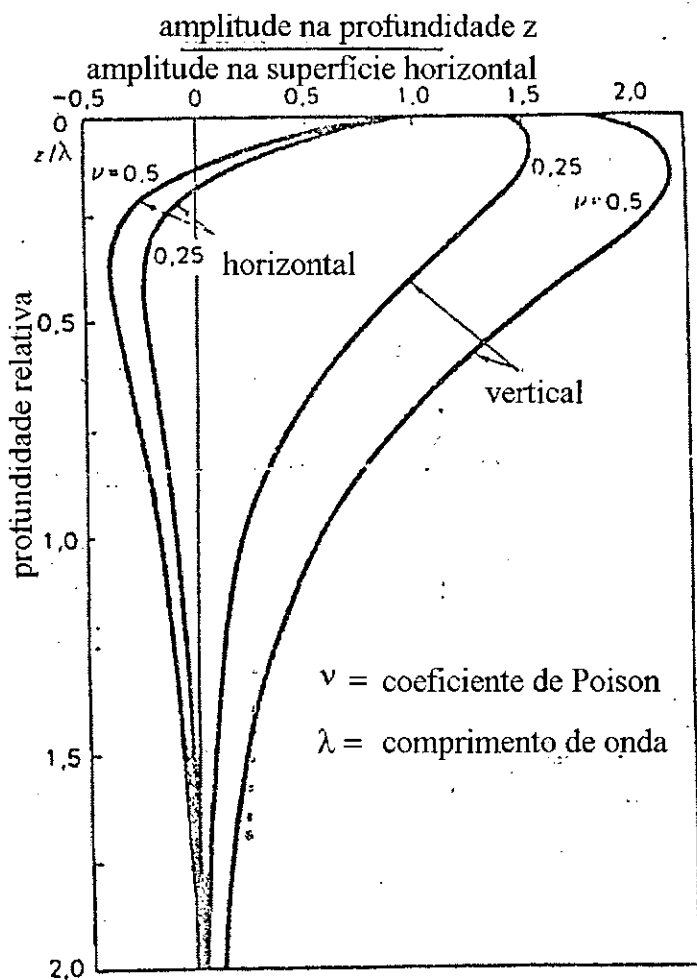


Figura 2.19 - Vibração vertical e horizontal
Amplitude de ondas Rayleigh como função de profundidade
(Massarsch, 1986)

O efeito das trincheiras na propagação da onda de superfície tem sido estudado em ensaios de campo (Woods, 1968). Ensaios realizados em areias secas, mostraram que o efeito de isolamento é mais pronunciado na área central, atrás da trincheira, onde a redução de amplitude de vibração é maior que 80%. Na figura 2.20, os resultados de medições de vibração são mostradas ao longo de uma seção através da trincheira. É interessante notar que a amplitude de vibração aumenta em frente à trincheira (reflexão da energia) e decresce na zona posterior a

esta. Os ensaios de campo estão em concordância com a análise teórica, como mostra a figura 2.21.

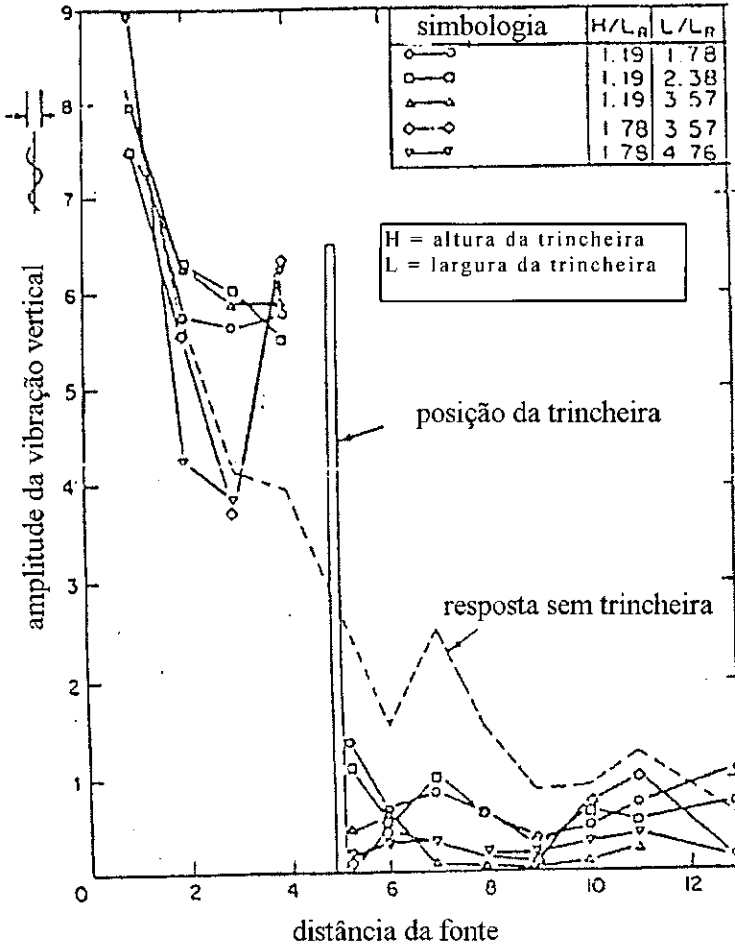


Figura 2.20 Seção de ensaio perpendicular a uma trincheira retilínea em areia (Massarsch, 1986)

- Métodos Alternativos:

Pode ser possível, numa determinada obra, escolher-se um processo de cravação que provoque menos vibração. A norma BS-5228 - Parte 4 (1992) sugere, por exemplo, o uso da estaca hélice contínua,

estaca cravada por prensagem, estaca perfurada a trado ou, possivelmente, estaca escavada com cravação de tubo de revestimento no lugar da estaca cravada. Podem-se empregar algumas formas para tratamento do solo, dependendo das suas condições e dos carregamentos necessários.

Existem casos em que, na maior parte do terreno, disponível para a implantação da obra, é possível o uso de um determinado tipo de estaqueamento. No entanto, se uma parte restrita deste terreno estiver próxima a estruturas que impeçam o uso deste equipamento, a BS-5228 - Parte 4 (1992) sugere que se utilize o processo de cravação e moldagem "in loco", na maior parte do terreno, deixando o restante para ser executado com estacas tipo hélice contínua injetada.

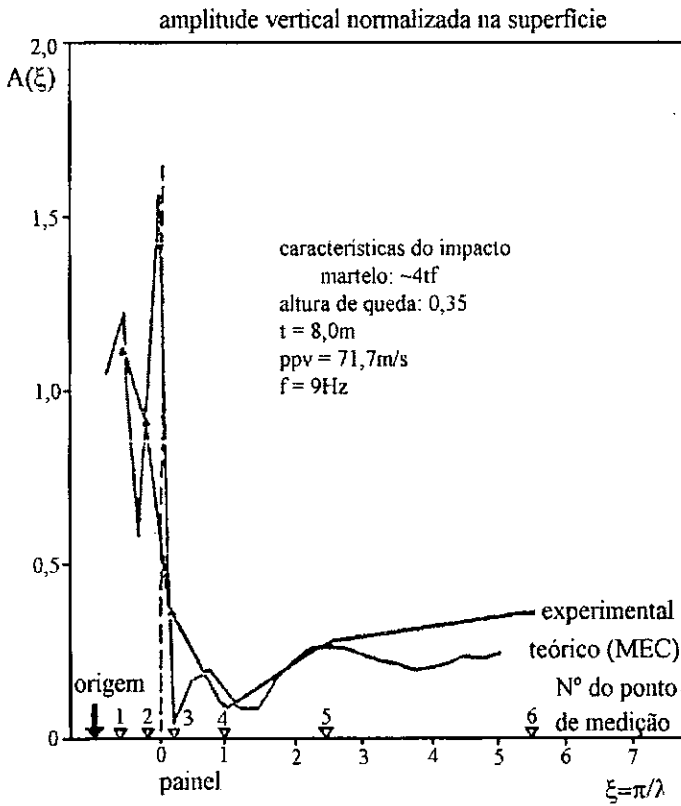


Figura 2.21 - Comparação entre análise e ensaios de campo.

(Massarsch, 1986)

- *Trincheiras*

A BS-5228 - Parte 4 (1992) cita que a trincheira pode ser vista como uma cortina de ruído, que interrompe o caminho direto da transmissão das vibrações entre a fonte e o objeto em estudo. Deve-se notar que há sérias limitações para a eficácia das trincheiras. Para que se obtenha o máximo efeito, a trincheira deve ficar o mais perto possível da fonte ou do receptor e deve ter comprimento e profundidade adequados. Com equipamentos de escavação normalmente disponíveis nos canteiros de obras, as profundidades das trincheiras raramente excedem 4m ou 5m. O comprimento necessário para a trincheira é função das dimensões em planta mais relevantes, da posição do estaqueamento e da estrutura a ser protegida.

Uma trincheira, apesar de sua utilidade, pode também envolver riscos. Se a trincheira não for auto-estável, pode-se utilizar um mecanismo de suporte flexível como, por exemplo, suspensão bentonítica. Deve-se escolher cautelosamente a posição da trincheira, a fim de evitar danos à estrutura. Além disso, deve-se também garantir a segurança do equipamento de cravação, já que a parede da trincheira próxima à operação da cravação pode sofrer colapso progressivo durante a execução dos trabalhos.

No final do estaqueamento a trincheira deve ser re-aterrada cuidadosamente, tentando-se preservar as características do terreno original.

A BS-5228 - Parte 4 (1992) sugere a contratação de um especialista para analisar o problema da vibração, e conclui que a trincheira não é a solução universal para problemas de vibração.

Já a DIN 4150 Parte 3 (1975) mostra que o uso de trincheiras passivas, para redução de vibração se aplica quando as seguintes hipóteses são satisfeitas:

- a) $\lambda_{\text{máx}}$ = profundidade da trincheira, onde a menor frequência de perturbação $f_{\text{mín}}$ define com a velocidade transversal v_s o maior comprimento de onda $\lambda_{\text{max}} = \frac{v_s}{f_{\text{min}}}$;
- b) o comprimento da trincheira é definido de tal maneira que o objeto a se proteger situe-se a sotavento;
- c) a linha que liga foco e objeto deve cruzar a trincheira perpendicularmente, caso contrário, necessita-se que a trincheira seja bem mais profunda que no caso acima.
- d) o efeito de isolamento diminui com a distância atrás da trincheira;
- e) uma série de perfurações podem produzir o mesmo efeito de uma trincheira;

A vibração caracterizada por trajetória, velocidade e aceleração, atenua-se pelo subsolo e diminui com a distância do foco. No que diz respeito à influência sobre estruturas, as ondas volumétricas são as responsáveis para distâncias curtas, e as ondas de superfície para distâncias maiores. Através da DIN 4150 Parte 3 (1975), na prática, os casos de atenuação ficam entre duas retas que são apresentadas na figura 2.22.

- *Método do colchão de gás*

Por algumas razões práticas é, frequentemente, difícil instalar trincheiras permanentemente durante todo o serviço de cravação e com profundidade suficiente. A empresa FRANKI patenteou, então, um sistema no qual um painel permanente preenchido com gás pode ser criado no solo, mesmo a grandes profundidades (Massarsch, 1986). Este sistema de isolamento de vibração no terreno é constituído por colchões de plástico pressurizados, que consistem de uma fina membrana plástica usada para criar um grande número de células flexíveis, preenchidas de gás, que estão envolvidos por uma barreira de difusão de ar. Estes colchões isolantes são protegidos externamente por uma forte cobertura de plástico contra efeitos mecânicos e químicos. Os colchões isolantes são fabricados em painéis e podem ser montados para larguras e comprimentos desejados.

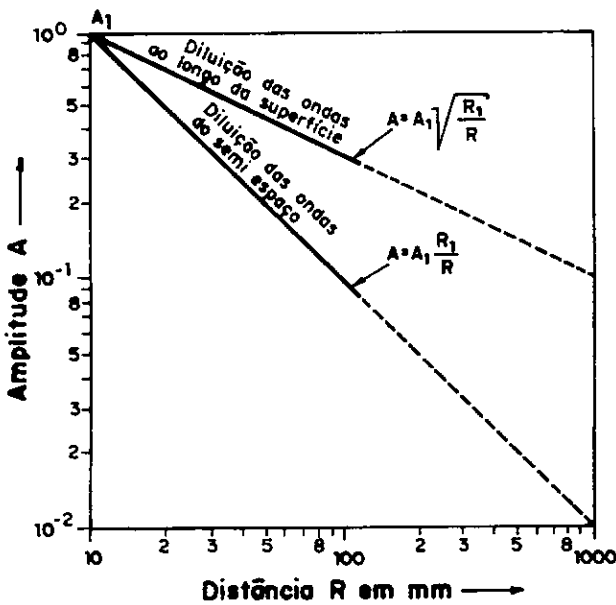


Figura 2.22 - Diminuição das amplitudes de vibração com a distância de um foco de tremor (DIN, 1975)

Os colchões isolantes são inflados a uma pressão de gás que é ligeiramente mais baixa do que a tensão total do solo na profundidade de instalação. Os colchões podem também ser colocados em trincheiras escavadas ou instalados no terreno usando um sistema

especialmente projetado de armação de aço. A profundidade máxima de instalação é, atualmente, de 13 metros.

A condição mais crítica para os colchões pressurizados ocorre a priori à sua instalação. Uma vez que estes são instalados no terreno, a fina membrana plástica é aliviada porquanto a pressão do gás no colchão é ligeiramente mais baixa que a pressão confinante do solo (Massarsch, 1985 e Prange, 1985). A vida útil deste equipamento é estimada em mais de 10 anos.

A figura (2.23) mostra a montagem dos testes de campo em um depósito de argila mole e saturada. A onda de velocidade cisalhante no local era de 60m/s e a profundidade da camada de argila era de 6,5m. Os colchões foram instalados a 4,3m de profundidade, com 4m de largura, com o auxílio de uma armação de aço que foi prensada verticalmente no terreno. Foram executados diversos ensaios de vibração, empregando-se a queda de um peso como fonte da vibração. Foram realizadas medições de vibração em seções anteriores e posteriores ao isolamento.

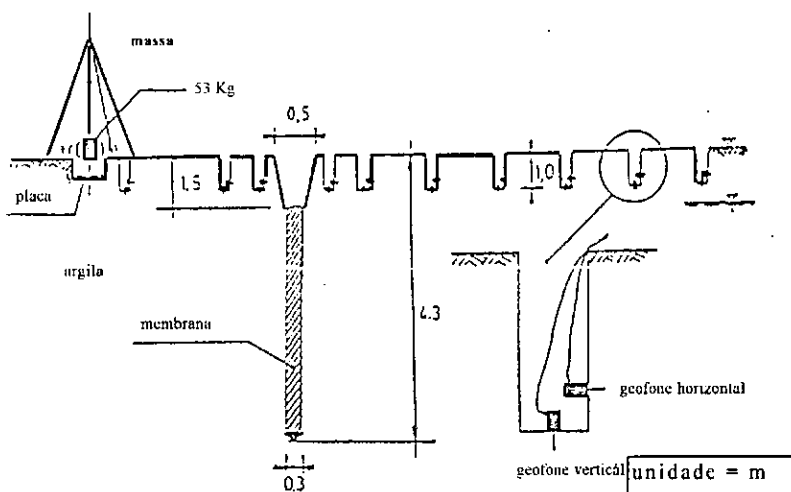
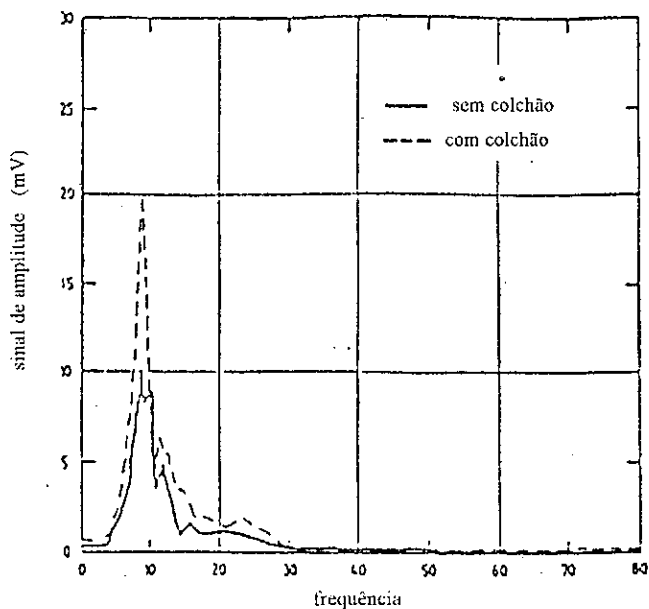
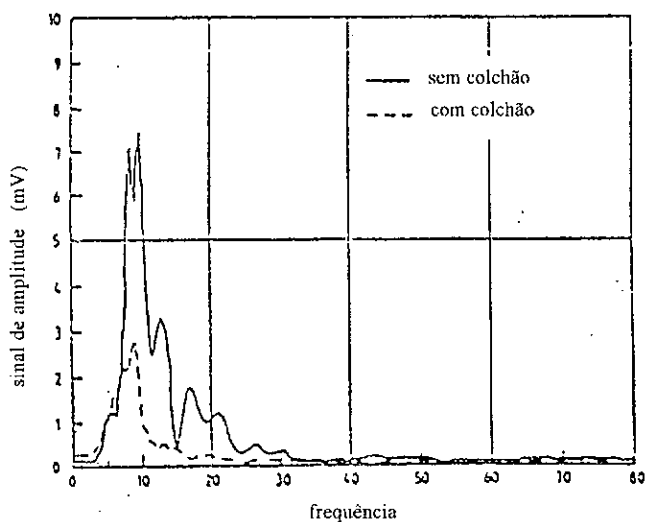


Figura 2.23 - Disposição do ensaio para medição de vibrações
(Massarsch, 1986)

As figuras 2.24 (a) e (b) mostram os resultados da medição da vibração em dois pontos, localizados a 0,5m a frente e atrás do painel isolante, respectivamente. As vibrações foram medidas por geofones e as frequências determinadas (Massarsch, 1986).



a) 0,5m em frente ao painel isolante



b) 0,5m atrás do painel isolante

Figura 2.24 - Espectro de vibração (velocidade vertical) - Painel isolante a 6m de distância da fonte. (Massarsch, 1986)

Os ensaios sugerem que o painel isolante é eficiente para ondas de comprimento menores ou correspondentes à profundidade do painel. Em frente ao painel, a energia de vibração aumenta indicando que as ondas de superfície são parcialmente refletidas. Atrás da tela, a energia de vibração é reduzida significativamente.

O sistema de colchão de gás pode ser usado para qualquer tipo de solo, desde argilas moles até areias secas. Métodos específicos de instalação têm sido desenvolvidos para vários projetos. Em média, a tela isolante reduz a amplitude de vibração superficial em 70% para ondas cujos comprimentos são menores que a profundidade da tela isolante.

Capítulo 3

Procedimento das Medições no Campo e Tipos de Obras

No presente capítulo estão descritos todos os equipamentos empregados nas obras monitoradas, ilustrados com fotos, assim como sua utilização. São também abordados os tipos de obra, de terreno e de cravação utilizada. Através de croquis (e fotos em alguns casos) é mostrada a localização da obra em relação às construções vizinhas. Todo o procedimento de ensaio também está descrito.

Foram utilizados três acelerômetros de 2g, três amplificadores de sinais ajustados em escala sensível, um plotter e um computador. Os sinais foram capturados pelo plotter e, através de um programa (idealizado para aquisições de dados via plotter), foram gravados em computador.

Uma planilha eletrônica foi desenvolvida para o tratamento de dados. Através do valor da constante de calibração dos acelerômetros, foram feitos os cálculos dos três canais lidos em campo e transformados em aceleração. Para os demais cálculos, velocidade e deslocamento, foram feitas as devidas integrações.

3.1 - Equipamento Utilizado nas Obras

- Acelerômetro

Utilizaram-se três acelerômetros 2g do tipo AS-2C da marca KYOWA. Sua resposta de frequência vai até 56Hz $\pm 5\%$ e seu

limite máximo de frequência natural é de $90\text{Hz} \pm 10\%$. O peso do corpo do acelerômetro corresponde a 57g e o cabo corresponde a 45g. (figura 3.1).

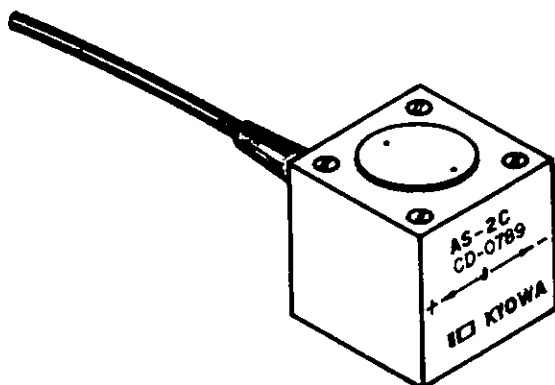


Figura 3.1 - Acelerômetro

Na ausência de um acelerômetro triaxial que medisse a propagação da onda nas três direções xyz, empregou-se uma adaptação descrita a seguir. Cada transdutor possui a seguinte marca em sua face frontal: $+ \leftrightarrow -$ (figura 3.1). Esta marca indica o eixo de sensibilidade e direção da medida da vibração. Portanto, de acordo com a marca, os três acelerômetros foram colados (cada um em uma direção - xyz) em uma placa de aço imantada que por sua vez foi colocada em uma pequena cantoneira, também de aço, fixada à estrutura a ser medida (fotografia 3.1).

- Amplificadores

Foram utilizados três amplificadores KYOWA. Dois do tipo 612B com *auto-ajuste* e um do tipo 601B com *ajuste manual* (figura 3.2). O amplificador tipo 612B possui uma faixa de 0 a 5000Hz de resposta de frequência e o do tipo 601B numa de 0 a 2500Hz.

Estes amplificadores apresentam um desempenho razoável quando submetido a vibrações de 10 a 500Hz (aceleração de 2g,

constante), tempo de varredura de 15 minutos \times 12 ciclos (5 a 55Hz, 3g) e direções de aceleração vertical, longitudinal, com reversão. Apenas uma vibração muito extraordinária poderá causar-lhe danos.



Fotografia 3.1 - Acelerômetros fixados à estrutura

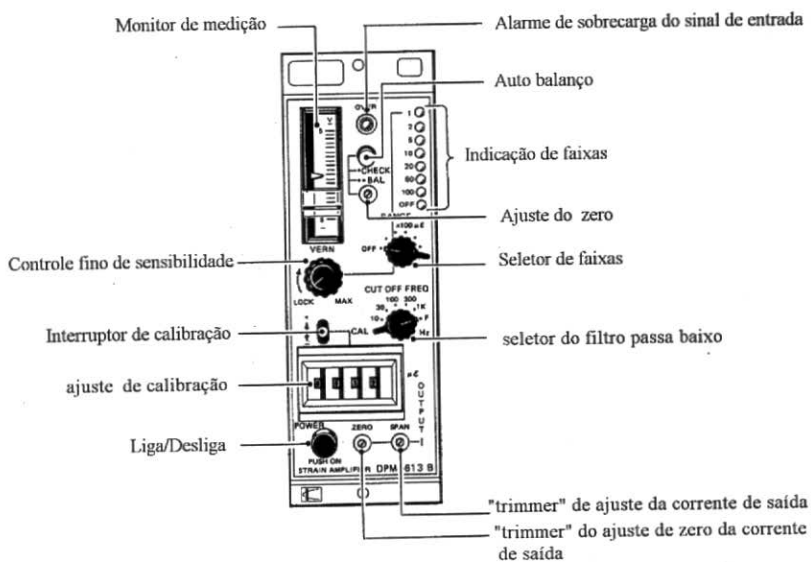


Figura 3.2 - Amplificador

-Plotter

O plotter utilizado foi do modelo HP 7090A, que tem a capacidade de ler até três canais. A medida lida é o volt (V) que depois é transformado em unidades de aceleração da gravidade (g) pelo valor da constante do acelerômetro. O plotter serviu como “ponte” para que os dados nele registrados pudessem passar para o computador.

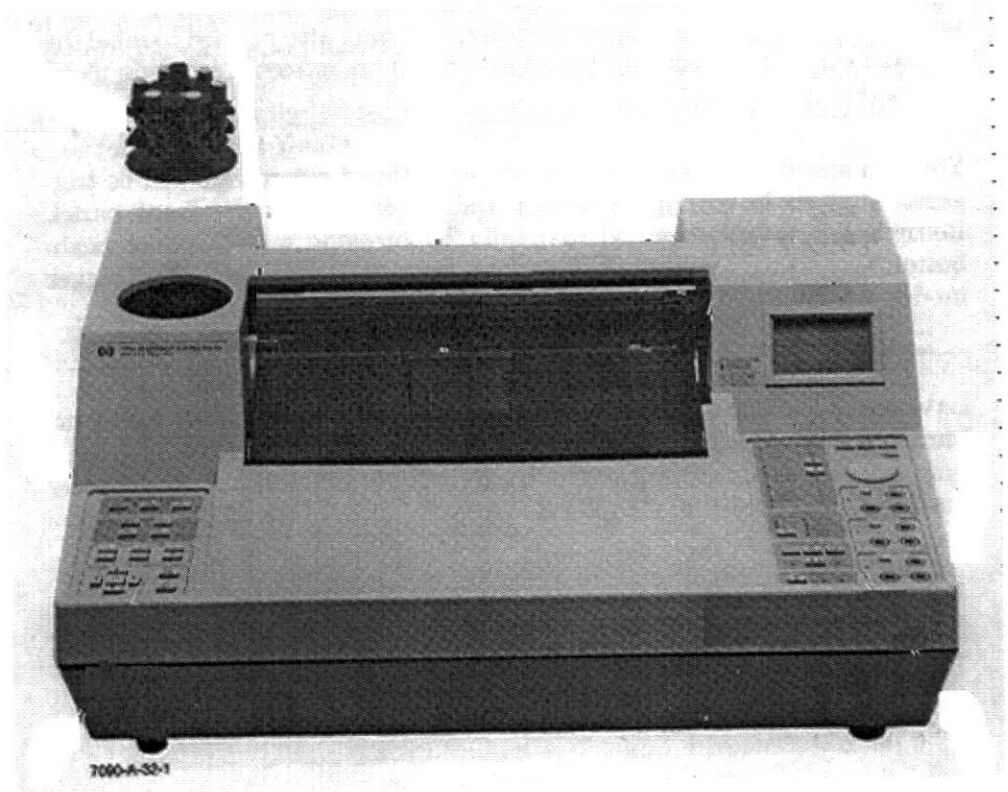


Figura 3.3 - Plotter

- Computador Portátil

Utilizou-se um computador portátil do tipo PCAT-286, para se executar o programa e armazenar os dados obtidos durante a medição.

- *Esquema de Montagem dos Equipamentos.*

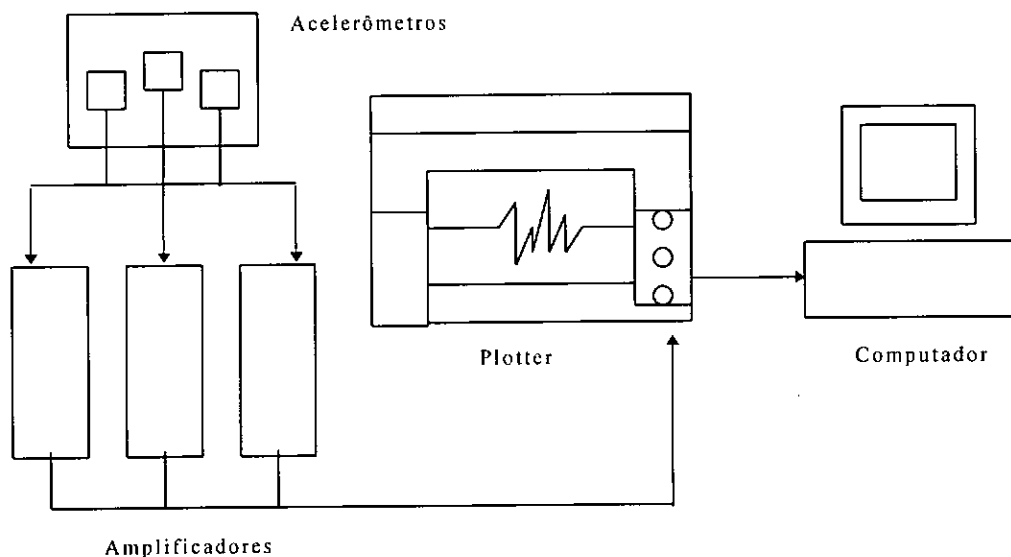


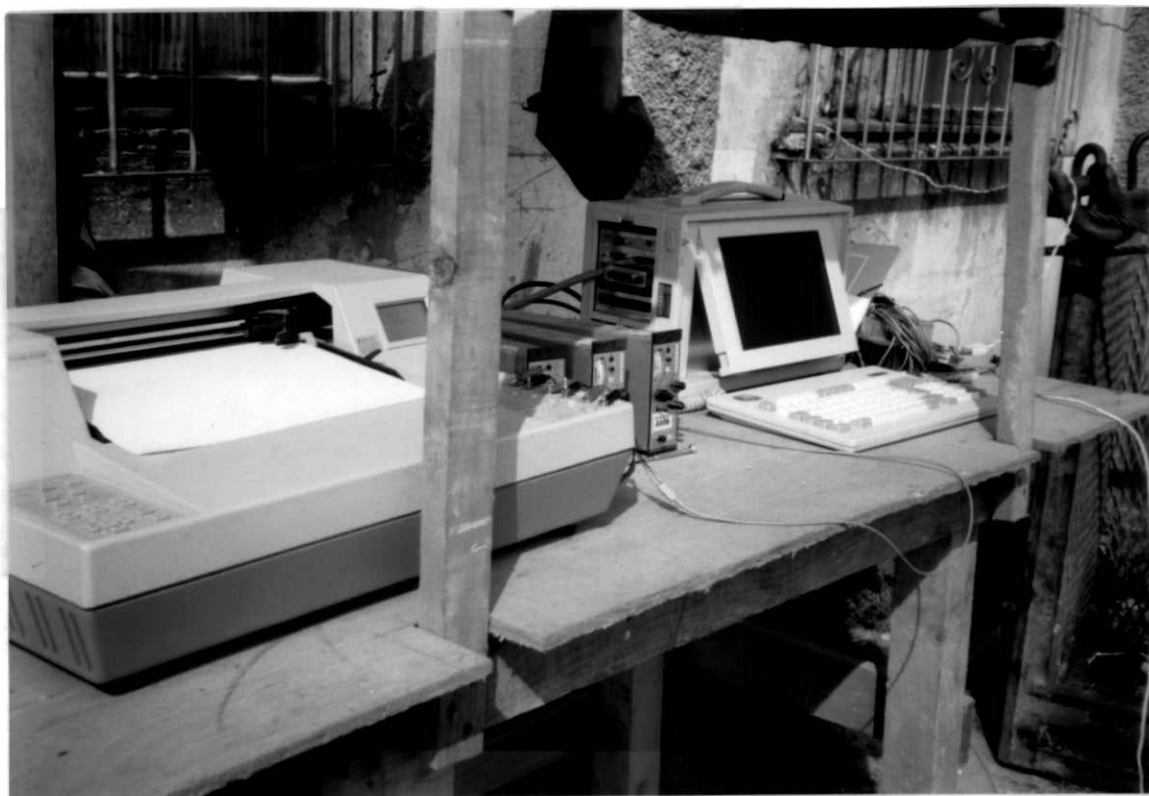
Figura 3.4 - Esquema de montagem do equipamento

3.2 - *Generalidades das Obras*

Em toda obra havia a necessidade de se obter um ponto de eletricidade, com a devida voltagem, próximo ao local onde os equipamentos seriam instalados. Construía-se uma bancada no local para colocação dos equipamentos (fotografia 3.2).

A superfície da parede onde o acelerômetro seria instalado deveria ser lixada para sua melhor fixação.

Como critério de orientação, para definição de cada construção circunvizinha à obra, adota-se, nesta dissertação, posicionar o observador no centro da mesma e voltado para o logradouro.



Fotografia 3.2 - Equipamentos na bancada.

3.3 - Obra da Rua Marquês de Olinda

Trata-se de uma edificação com seis pavimentos tipo, construída sobre fundações profundas.

A obra possui ao seu redor duas construções antigas e um clube. À sua direita situa-se o clube Sírio Libanês e, à esquerda, a FEMAR (Fundação de Estudos do Mar), uma casa antiga de dois andares, que pertence à Marinha, construída em 1919 (figura 3.5). Os efeitos das vibrações nesta construção foram mínimos, ocorrendo apenas pequenos danos superficiais, rachaduras na calçada e algum desconforto para as pessoas que trabalhavam no local. Não houve comprometimento, por conseguinte, da estabilidade da construção.

A outra construção antiga está situada nos fundos da obra. Trata-se do Colégio da Imaculada Conceição, construído em 1845. Este também sofreu alguns danos arquitetônicos em todos os seus quatro andares. Na fotografia 3.3 pode-se ver as empenas laterais do colégio (ao fundo) e da FEMAR (à direita).



Fotografia 3.3 - Vista da obra Marquês de Olinda com o colégio e a FEMAR.

3.3.1 - Perfil Geotécnico

Um perfil típico de sondagem à percussão deste terreno se encontra no apêndice B. A camada superficial, que vai até 2m de profundidade, é composta por uma argila arenosa muito mole, de coloração amarela, com SPT de cerca de 2/30. Segue-se, então, uma camada de areia fina de pouco a medianamente compacta, com coloração cinza e presença de conchas, até a profundidade de 14m, apresentando valores de SPT variando de 4/30 a 10/30. Esta camada é sobrejacente a uma camada de argila arenosa média cinza clara, que prossegue até a

profundidade de 19m, apresentando valor típico de SPT da ordem de 10/30. A partir daí, segue-se uma camada de 1m de areia fina e média medianamente compacta de coloração amarela e cinza, com SPT de 18/30. Entre 20m e 25m de profundidade encontra-se uma argila pouco arenosa média cinza com SPT da ordem de 7/30. A partir da profundidade de 25m, segue-se uma camada de areia fina e média medianamente compacta de coloração cinza clara e amarela com espessura de 2m e SPT variando entre 16/30 a 13/30. A 27m de profundidade encontra-se uma camada de areia fina média argilosa pouco compacta da cor cinza clara com SPT variando entre 7/30 a 10/30. A partir da profundidade de 28m até o limite da perfuração, 42m, encontra-se uma camada de silte arenoso medianamente compacta a muito compacta de cor amarela com veios cinza micáceo (solo residual) com SPT variando de 11/30 a 12/30, na profundidade de 28m a 31m, e 20/30 a 64/30 até a profundidade de 42m.

3.3.2 - Tipo da Estaca Empregada

Foram cravadas trinta e duas estacas tipo FRANKI, com diâmetro de 450mm, e mais vinte estacas com 520mm de diâmetro. A altura de queda da estaca foi de 6,0m. As estacas alcançaram comprimentos variando de 27,15 m a 27,63m. Os valores de volume de base situaram-se entre 360 l e 450 l. Adotaram-se os seguintes pesos de pilão: 3070kgf (ϕ 450mm) e 4000kgf (ϕ 520mm).

3.3.3 - Localização dos Acelerômetros na Obra

Os acelerômetros foram colocados em duas posições distintas A e B, a uma altura de aproximadamente 1,0m do nível do terreno (figura 3.5).

O acelerômetro da posição A dista 9,0m da estaca P-20, em estudo, e o acelerômetro da posição B dista 7,70m desta mesma estaca.

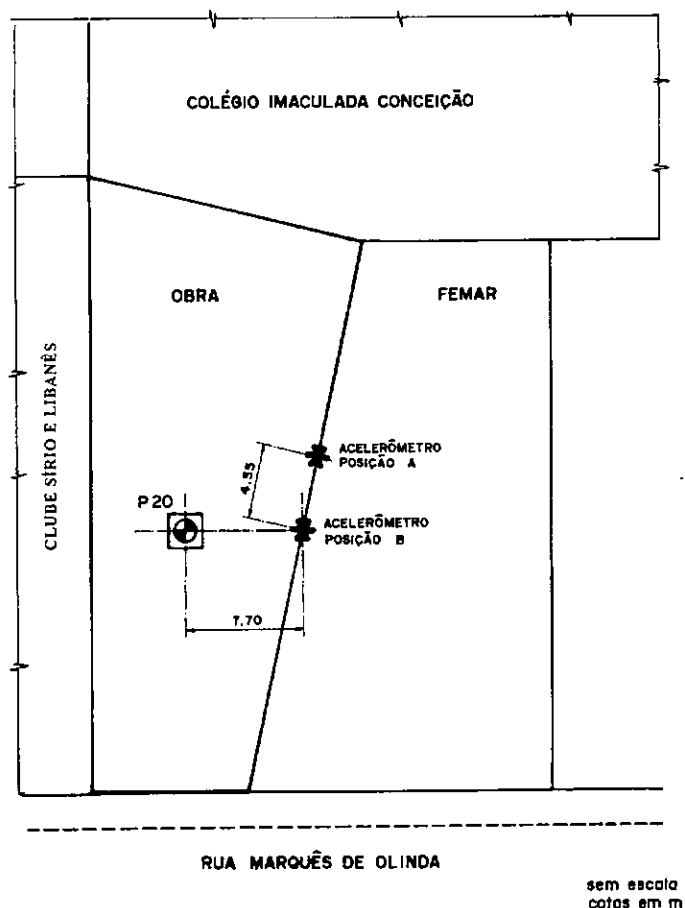


Figura 3.5 - Situação e locação dos acelerômetros na obra

3.3.4 - Dificuldades Encontradas

Poucos dados foram obtidos nesta obra devido a uma série de fatores que impediram, de alguma forma, a monitoração. Entre eles, podem-se citar:

- i. rompimento do cabo do pilão, dentro do tubo, prejudicando o andamento dos serviços durante todo um dia de trabalho;

- ii. falta de areia na obra para a concretagem de uma determinada estaca, impedindo que outra fosse cravada;
- iii. chuvas fortes.

Cabe também mencionar a preocupação da equipe de operação do bate-estacas em relação ao atraso decorrente da realização das medições, embora o tempo utilizado para este fim fosse mínimo, insignificante diante do prazo de execução das estacas.

Nesta obra, após processamento dos dados de campo, foi observado que um dos três canais não havia registrado sinal algum. Assim, excluíram-se mais algumas das poucas estacas que foram monitoradas.

Como pode ser visto na figura 3.5, a parede onde os acelerômetros foram instalados se localiza do lado esquerdo da obra, fronteira com a FEMAR. O acesso ao muro do colégio e do clube, na época das medições, estava bloqueado com materiais da obra, restando apenas a opção utilizada.

3.4 - Obra de Canalização do Rio Jacaré

Esta obra de canalização do rio Jacaré foi executada em estacas-pranchas cravadas à percussão com bate-estacas equipados com martelo diesel e pilão de queda livre. Bem próximo ao rio existe um “conjunto habitacional” (com prédios de 5 pavimentos), que necessitava de reparos em seu acabamento devido à deterioração natural decorrente das intempéries. Apesar do perfil geotécnico do terreno da obra ser constituído por solo muito mole e, por conseguinte, a cravação da estaca ser bastante rápida, havia muita reclamação de moradores do condomínio quanto a vibrações.

O trecho do rio em que foram realizadas as medições se situa entre a Av. Suburbana e a estrada de ferro, bem próximo à favela do Jacarezinho. Na margem esquerda do rio situa-se o conjunto, que segue até bem próximo à favela, e na margem direita encontra-se um CIEP (figura 3.6).

3.4.1 - Perfil Geotécnico

Nos cinco primeiros metros, aproximadamente, o terreno é constituído por um aterro sobrejacente a uma camada de argila siltosa muito mole, de coloração cinza escuro, com valor de SPT igual a P/57. Na sondagem SP 107, em frente ao muro monitorado, a partir de 7m de profundidade, observa-se uma argila muito arenosa seguida por uma areia argilosa medianamente compacta a compacta de coloração cinza claro, com valores de SPT variando de 7/30 a 20/30. Na sondagem SP 105, em frente ao prédio monitorado, constata-se a presença de aterro até a profundidade aproximada de 5m, seguida por uma camada de argila turfosa muito mole, de cor preta e valor de SPT típico de 0, sobrejacente a uma camada de argila siltosa, também muito mole. A partir da profundidade de 7m observa-se uma argila arenosa média, seguida por uma areia pouco argilosa compacta. As sondagens foram interrompidas pelo cliente na profundidade de 12,45m. As localizações dos furos de sondagem podem ser vistas na figura 3.6 (sondagens no apêndice B).

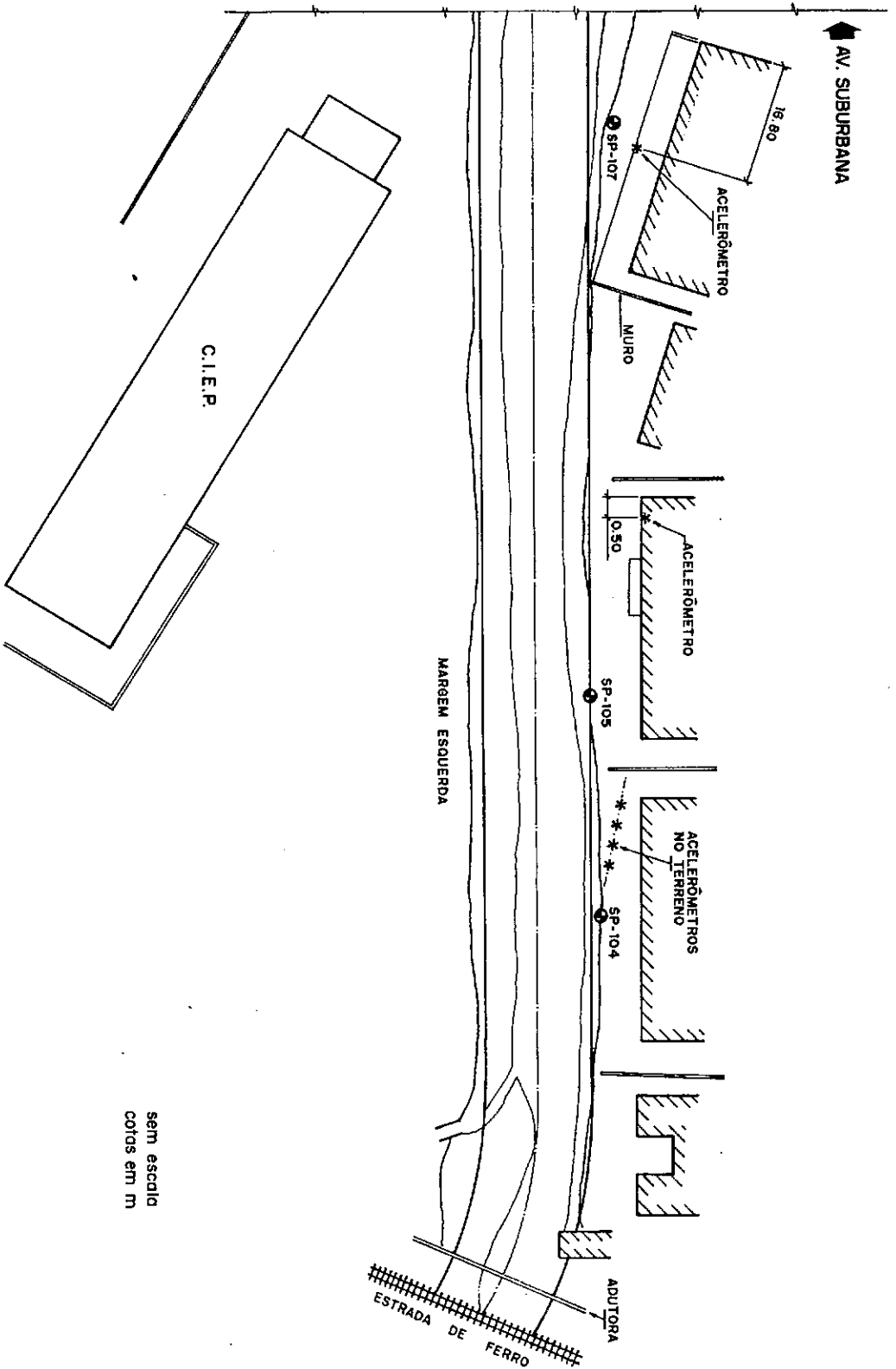


Figura 3.6 - Planta de situação e localização dos acelerômetros e sondagens da obra de canalização do rio Jacaré.

3.4.2 - Tipo da Estaca Empregada

Foram utilizadas estacas-pranchas de concreto armado, com 12m de comprimento. Seus detalhes encontram-se no apêndice C.

3.4.3 - Localização dos Acelerômetros na Obra

Foram instalados acelerômetros em quatro estações diferentes:

- no muro em frente ao primeiro prédio do condomínio (fotografia 3.4);
- no andar térreo, a 1m do nível do terreno, do terceiro prédio do condomínio (fotografia 3.5);
- no 4^o pavimento do terceiro prédio acima mencionado (fotografia 3.5);
- no terreno (fotografia 3.6).

Para medir as vibrações no terreno foram preparadas 4 pequenas estacas de madeira, com aproximadamente 50cm de comprimento. Estas estacas foram dispostas em linha reta, distando 2m entre si, situando-se a uma distância de aproximadamente 2m do bate-estacas. Placas de metal foram coladas nas estacas para a instalação do acelerômetro com superfície imantada. A posição dos acelerômetros era alterada a cada golpe do pilão (fotografia 3.6).

3.4.4 - Dificuldades Encontradas

A monitoração desta obra foi bastante dificultada pelas frequentes chuvas que ocorreram na época da execução das fundações. Outro aspecto, de triste memória e que perturbou significativamente os trabalhos de campo, diz respeito às precárias condições de segurança da

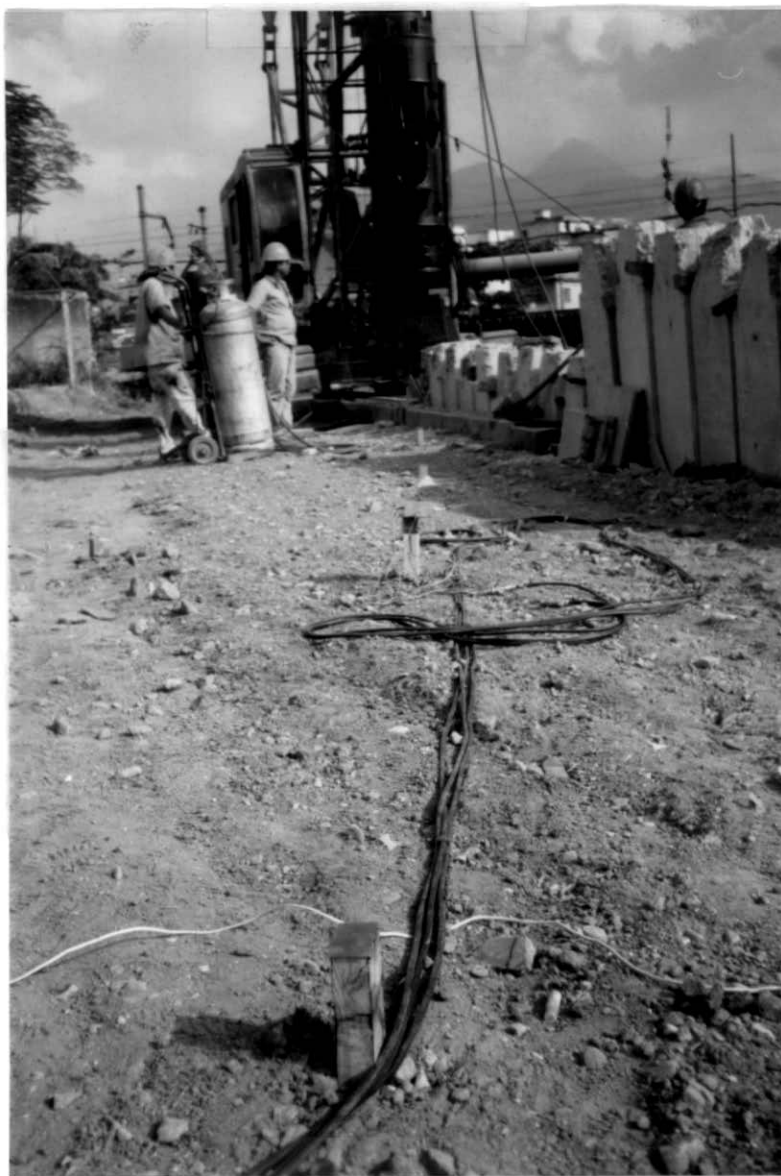
região, onde ocorriam frequentemente atos de violência. Registra-se aqui, a título de exemplo das condições acima citadas, o ferimento a bala de um dos fiscais da obra e o aparecimento de cadáveres flutuando no rio.



Fotografia 3.4 - Acelerômetro no muro



Fotografia 3.5 - Prédio em que foram colocados acelerômetros no térreo e no 4^o pavimento.



Fotografia 3.6 - Medições com acelerômetros no terreno

3.5 - Obra da Rua Dona Mariana

A obra localizada na Rua Dona Mariana é uma edificação composta por seis pavimentos tipo, construída sobre fundações profundas. À sua direita encontra-se um terreno contendo uma casa antiga de dois pavimentos, na frente, e um prédio de quatro pavimentos, aos fundos, de aproximadamente quinze anos de idade. À esquerda há um estacionamento e, ao lado deste, um prédio de onze pavimentos construído em 1982. Aos fundos existe um prédio de quatro pavimentos com cerca de quinze anos de idade.

Nesta obra, antes do início das medições infelizmente, constataram-se intensas vibrações em algumas ocasiões. Esses episódios decorreram de tentativas dos executores das fundações, em duas ou três oportunidades, de cravar o tubo de revestimento das estacas sem realizar pré-furos, contrariando as especificações do projeto de fundações. Em consequência, ocorreram reclamações vindas do prédio ao lado do estacionamento, devido ao excesso de vibração (na camada de areia) transmitida ao prédio.

3.5.1 - Perfil Geotécnico

Na camada superior do terreno, observa-se um aterro argilo-arenoso até a profundidade de 1m, sobrejacente a uma camada de areia fina média medianamente compacta, de coloração cinza, com presença de conchas e valor de SPT variando de 8/30 a 30/30, até a profundidade de 5m. A partir deste ponto, segue-se uma camada de argila muito mole, cinza escura, com presença de conchas e valor de SPT característico de 2/30 até a profundidade de 16m. Verifica-se porém, uma camada de profundidade entre 10m e 12m de argila rija cinza. Aos 17m constata-se a presença de uma camada de argila arenosa média a rija, de

cor cinza, com SPT entre 7/30 e 16/30, estendendo-se até a profundidade de 30. A partir de 30m de profundidade o SPT passa de 7/30 12/30 apresentando uma camada de argila siltosa média cinza com manchas amareladas (solo residual) que se estende até a profundidade de 39m. De 40m de profundidade até 44m, a camada é de uma argila siltosa dura com areia fina amarela e cinza com veios brancos pouco micácea (solo residual) com SPT variando de 33/30 a 22/30. Na profundidade de 44m encontra-se uma camada de argila siltosa dura cinza e amarela com veios marrons escuro (solo residual) com SPT na faixa de 24/30 a 26/30. A última camada a partir de 48m até o limite da perfuração (50m) é composta de uma argila siltosa dura cinza esverdeada e amarela (solo residual), o SPT varia de 35/30 a 70/30. (sondagem no apêndice B).

3.5.2 - Tipo da Estaca Empregada

Foram utilizadas estacas tipo FRANKI, com uso de pré-furo para vencer a camada de areia sem vibração. O diâmetro das estacas é de 520mm, com volume de base igual a 150 l e comprimento variando de 23m a 27,5m.

3.5.3 -- Localização dos Acelerômetros na Obra

Foram colocados acelerômetros na parede do prédio, à esquerda da obra, em duas posições distantes 4,5m entre si (figura 3.7).

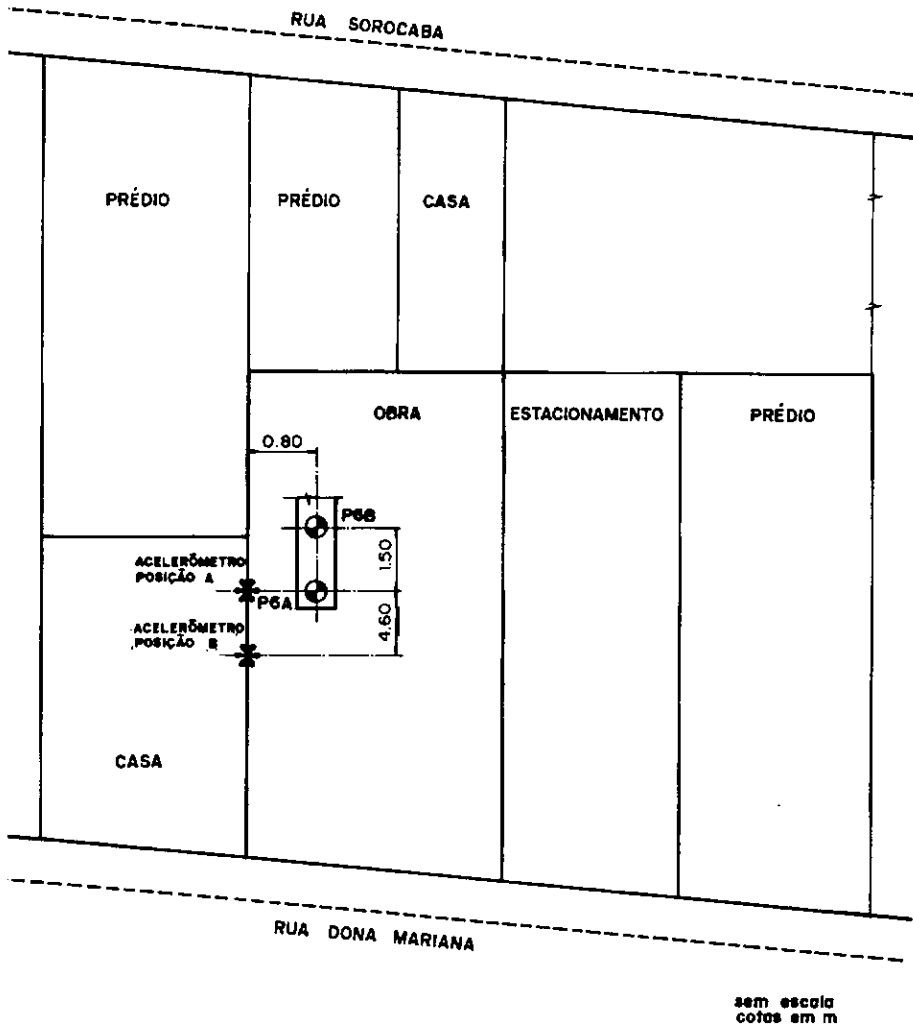


Figura 3.7 - Localização dos acelerômetros na obra da Rua Dona Mariana.

3.5.4 - Dificuldades Encontradas

A maior dificuldade foi, também, como nas demais obras, a ocorrência de chuvas fortes nos dias de medições, além da indisposição da equipe de operação do bate-estacas com relação a possíveis atrasos decorrentes da realização das medições.

Capítulo 4

Apresentação dos Resultados

Neste capítulo apresenta-se uma planilha contendo os resultados das amplitudes (de zero ao pico) de acelerações, velocidades, e correspondente valor da ppv para cada obra. São apresentados, também, os gráficos dos resultados mais significativos tomados em cada ponto diferente de medição, nas três obras.

4.1 - Resultados Obtidos

Através da equação (2.26), $\hat{v} = \sqrt{v_1^2 + v_2^2 + v_3^2}$, apresentada no capítulo 1, foram calculados as ppv para cada estaca.

Os valores das acelerações foram obtidos multiplicando-se os valores medidos através dos acelerômetros por suas respectivas constantes, produzindo então respostas como as tipicamente representadas na figura 4.1a. Em seguida, procurou-se determinar, com a maior acurácia possível, a origem (valor zero) das acelerações. Observa-se que, mesmo antes do impacto do martelo, há registro de pequenos valores desta grandeza, decorrentes, em parte do ruído do sistema, em parte de pequenas vibrações oriundas de causas diversas (tráfego da rua, equipamentos da obra, etc.). Adotou-se então, em primeira aproximação, como origem, o valor médio dessas acelerações. Entretanto, este procedimento não é suficiente para se determinar exatamente a origem, permanecendo um erro δ (figura 4.1b). Sendo assim, para que se pudesse integrar as acelerações (e obter as velocidades), foi necessário corrigir-se a posição do eixo (t) introduzindo-se uma constante com valor igual a $-\delta$.

O mesmo procedimento foi adotado nas velocidades, para se obterem os deslocamentos.

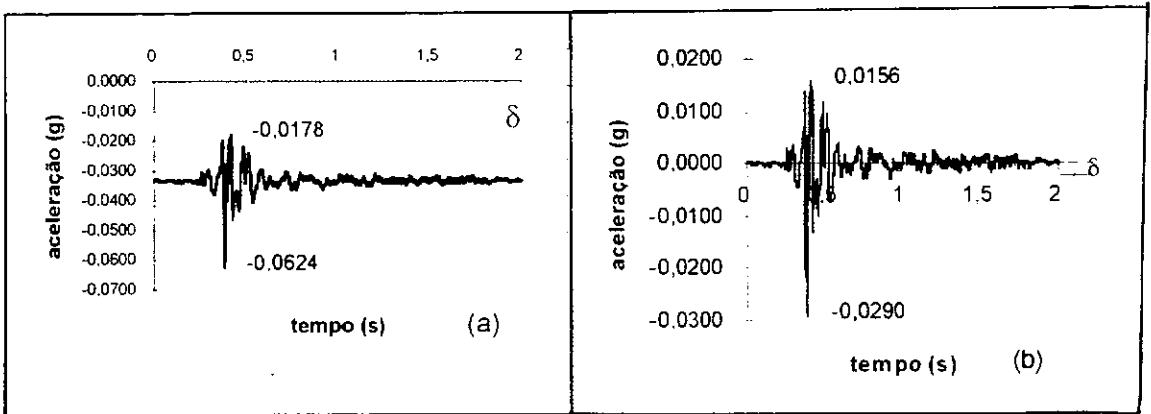


Figura 4.1 - (a) Leitura do canal 2, direção vertical, com diferença de eixo.
(b) Leitura do canal 2 direção vertical corrigida

Esses erros, causados pelo ruído de fundo e pelas integrações numéricas, dão origem a anomalias nos diagramas de velocidades e deslocamentos porquanto introduzem uma falsa origem nos diagramas de acelerações e velocidades, conforme abaixo indicado:

$$\ddot{x} = \text{aceleração (t)} + \delta$$

$$\dot{x} = \text{velocidade (t)} + \delta t + \rho$$

$$x = \text{deslocamento (t)} + \frac{\delta t^2}{2} + \rho t + \xi$$

onde δ , ρ e ξ são os erros observados. A eliminação desses erros foi processada por meio de tentativas, cabendo mencionar-se que, em muitos casos, não se conseguiu obter com sucesso um diagrama de deslocamentos consistente.

4.2 - Planilhas

Valores de Amplitude - Obra da Rua Marquês de Olinda														
Estaca	Ener. Crav. (J)	Prof. Impulso (m)	Dist. Hor (m)	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel 3 (g)	Vel 1 (mm/s)	Vel 2 (mm/s)	Vel 3 (mm/s)	Desloc1 (mm)	Desloc2 (mm)	Desloc3 (mm)	ppv (mm/s)	OBS
P20 pos. B	235200	25,00	7,70	0,0117	0,0249	0,0198	1,2154	2,4819	2,3238	-	-	-	3,6106	peso do pilão= 4000 Kgf h queda=6m tamanho máx da estaca = 27,00m Estaca Tipo Franki
P20 pos. B	235200	10,00	7,70	0,0040	0,0219	0,1294	0,2276	2,3703	2,9489	-	-	-	3,7903	
P20 pos. A	235200	25,00	8,94	0,0533	0,0210	0,0234	0,7830	2,7314	0,6712	0,0082	0,0424	0,0395	2,9196	
P20 pos. A	235200	20,00	8,94	0,0080	0,0194	0,0217	0,5535	2,5319	2,7544	-	-	-	3,7820	
P20 pos. A	235200	23,00	8,94	0,0069	0,0174	0,0212	0,6497	2,5613	2,9612	-	-	-	3,9688	

Tabela 4.1 - Valores de amplitude - Obra R. Marquês de Olinda

Valores de Amplitude - Obra de Canalização do rio Jacaré

Estaca	Ener. Crav. (J)	Prof. Imp (m)	Dist. Hor (m)	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel3 (g)	Vel 1 mm/s	Vel 2 mm/s	Vel 3 mm/s	Desloc1 mm	Desloc2 mm	Desloc3 mm	ppv mm/s	OBS
P38	102900	0,00	6,5	0,01755	0,0275	0,0069	3,0557	3,5458	0,7199	-	-	-	4,7358	Medições no muro
P38	102900	10,00	6,5	0,0221	0,0365	0,0168	3,0361	4,3683	1,7083	-	-	-	5,5873	Bate-estacas:
P38	102900	2,50	6,5	0,0147	0,0227	0,0069	1,6914	1,7512	0,9529	-	-	-	2,6145	COBK35-martelo diesel
P38	102900	3,00	6,5	0,0166	0,0113	0,0170	1,3890	1,3415	0,6679	0,0264	0,0212	0,0223	2,0432	3,5 ton de massa
P38	102900	8,00	6,5	0,0099	0,0205	0,0110	2,0816	2,0584	1,3085	0,0608	0,0469	0,0190	3,2066	salto máx 2,8 à 3,0 m
P39	102900	1,00	6,50	0,0237	0,0216	0,0074	2,8933	3,5428	0,6296	0,0511	0,0487	0,0583	4,6173	E=10.500kgf.m
P39	102900	3,00	6,50	0,0174	0,0100	0,0074	1,9033	1,2172	0,7411	0,0368	0,0272	0,0315	2,3777	peso do pilão: 8,0 tf
P39	102900	6,50	6,50	0,0144	0,0337	0,0074	1,5117	1,8910	0,8395	0,0371	0,0359	0,0229	2,5624	h queda: 1,10m a 1,40m
P40	102900	10,50	7,00	0,0349	0,0648	0,0308	4,2017	5,6832	2,8969	0,0818	0,1340	0,0205	7,6383	t queda: 1s
P40	102900	11,00	7,00	0,0248	0,0569	0,0426	2,9018	4,5147	2,7749	0,0567	0,0679	0,0263	6,0418	estaca = 12m
P40	102900	6,00	7,00	0,0152	0,0199	0,0055	1,2469	1,8219	0,6616	0,0501	0,0493	0,0289	2,3048	Medições no muro
P40	102900	9,50	7,00	0,0160	0,0362	0,0118	2,7741	3,4617	0,9234	0,0609	0,1061	0,0131	4,5312	Medições no muro
P151	102900	11,00	7,00	0,0100	0,0065	0,0104	0,8324	0,9131	0,8672	0,0113	0,0236	0,0182	1,5095	Medições no prédio (1º pav)
P151	102900	11,50	7,00	0,0094	0,0087	0,0166	0,9724	1,1166	1,4303	0,0096	0,0238	0,0168	2,0587	Medições no prédio (1º pav)
P151	102900	4,00	7,00	0,0029	0,0066	0,0035	0,2455	0,9507	0,0038	0,0178	0,0168	0,0428	0,9818	Medições no prédio (1º pav)
P152	102900	11,00	7,00	0,0048	0,0099	0,0119	0,8257	0,8257	1,5333	0,0202	0,0200	0,0842	1,9273	Medições no prédio (4º pav)
P152	102900	11,50	7,00	0,0469	0,0121	0,0188	0,7319	1,3978	2,1332	0,0261	-	-	2,6533	Medições no prédio (4º pav)
P152	102900	12,00	7,00	0,0035	0,0087	0,0098	0,7795	0,9941	1,9061	0,0262	0,0201	0,0593	2,2866	Medições no prédio (4º pav)
P152	102900	4,00	7,00	0,00425	0,0063	0,0080	0,6129	0,7356	1,4566	0,0312	0,0281	0,0628	1,7431	Medições no prédio (4º pav)
P152	102900	8,00	7,00	0,0018	0,0024	0,0054	0,3112	0,2940	0,9168	0,0126	0,0045	0,0429	1,0118	Medições no prédio (4º pav)
P153	102900	11,00	7,00	0,0050	0,0092	0,0138	0,4496	0,9826	1,9553	0,0053	0,0196	0,0437	2,2340	Medições no prédio (4º pav)
P153	102900	11,50	7,00	0,0506	0,0123	0,0132	0,5814	0,8229	1,7871	-	-	-	2,0516	Medições no prédio (4º pav)
P154	102900	10,50	7,15	0,0028	0,0042	0,0059	0,4417	0,6207	0,7910	0,0111	0,0128	0,0197	1,0982	Medições no prédio (4º pav)
P154	102900	11,50	7,15	0,0215	0,0044	0,0134	0,8121	1,1308	1,9895	-	0,0297	0,0951	2,4282	Medições no prédio (4º pav)
P155	102900	11,00	7,30	0,0020	0,0061	0,0069	0,5715	0,8144	1,4104	-	0,0167	0,0481	1,7260	Medições no prédio (4º pav)
P156	102900	11,00	7,30	0,0025	0,0059	0,0084	0,5211	0,7780	1,5148	0,0088	0,0219	0,0748	1,7808	Medições no prédio (4º pav)
P257 pos. 1	102900	8,00	2,00	0,0336	0,0195	0,0162	1,5676	2,2707	1,5717	-	0,0349	-	3,1755	Medições no terreno
P257 pos. 2	102900	8,00	4,00	0,0854	0,0389	0,0420	3,8461	4,7491	3,4258	-	0,0655	0,0548	7,0058	Medições no terreno
P257 pos. 3	102900	8,00	6,00	0,0192	0,0039	0,0060	2,0132	0,5156	1,2361	0,0337	0,0090	0,0258	2,4180	Medições no terreno
P257 pos. 1	102900	9,00	2,00	0,0469	0,0223	0,0040	3,0843	2,3975	1,3692	0,0342	0,0317	0,0482	4,1395	Medições no terreno
P257 pos. 2	102900	9,00	4,00	0,0635	0,0198	0,0188	3,0479	2,0472	1,4910	-	0,0406	0,0451	3,9628	Medições no terreno
P257 pos. 3	102900	9,00	6,00	0,0132	0,0077	0,0059	1,6050	0,8233	1,0532	-	0,0163	0,0257	2,0888	Medições no terreno
P257 pos. 1	102900	10,00	2,00	0,0229	0,0163	0,0110	2,3031	2,4896	1,5359	0,0373	0,0456	0,0356	3,7231	Medições no terreno
P257 pos. 2	102900	10,00	4,00	0,0534	0,0105	0,0194	2,9128	1,7692	1,2171	0,0511	0,0316	0,0231	3,6188	Medições no terreno
P257 pos. 3	102900	10,00	6,00	0,0088	0,0060	0,0057	1,1604	0,8562	1,0822	0,0206	0,0158	0,0207	1,8030	Medições no terreno
P257 pos. 1	102900	11,00	2,00	0,0490	0,0214	0,0114	0,0114	1,5822	1,7396	0,0507	0,0281	0,0825	2,3515	Medições no terreno
P257 pos. 2	102900	11,00	4,00	0,0941	0,0334	0,0293	5,9806	1,9564	1,6475	-	-	-	6,5045	Medições no terreno
P257 pos 3	102900	11,00	6,00	0,0216	0,0066	0,0051	2,4313	0,5467	0,5690	-	-	-	2,5561	Medições no terreno
P265 pos. 4	102900	10,00	8,00	0,0038	0,0057	0,0035	0,3886	0,5810	0,5952	0,0061	0,0142	0,0096	0,9181	Medições no terreno

Valores de Amplitude - Obra de Canalização do rio Jacaré

Estaca	Ener. Crav. (J)	Prof. Imp (m)	Dist. Hor (m)	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel3 (g)	Vel 1 mm/s	Vel 2 mm/s	Vel 3 mm/s	Desloc1 mm	Desloc2 mm	Desloc3 mm	ppv mm/s	OBS
P265 pos. 2	102900	10,00	4,00	0,0088	0,0083	0,0038	0,7901	1,3460	0,5952	0,0174	0,0199	-	1,6703	Medições no terreno
P265 pos. 3	102900	10,00	6,00	0,0034	0,0075	0,0035	0,3643	0,8245	0,3856	-	-	-	0,9804	Medições no terreno
P265 pos. 1	102900	10,00	2,00	0,0174	0,0426	0,0154	1,4453	4,4423	1,9884	0,0782	0,0557	0,0555	5,0771	Medições no terreno
P265 pos. 2	102900	12,00	4,00	0,0127	0,0249	0,0139	0,8750	3,4717	1,2394	0,0118	0,0681	0,0339	3,7887	Medições no terreno
P265 pos. 1	102900	12,00	2,00	0,0661	0,0727	0,0469	4,4462	8,0508	3,8738	0,0340	0,1150	0,0407	9,9795	Medições no terreno
P265 pos.4	102900	11,00	8,00	0,0052	0,0198	0,0054	0,4266	1,5939	0,7938	0,0059	0,0265	0,0265	1,8310	Medições no terreno
P292 pos. 1	102900	11,00	2,00	0,0304	0,0415	0,0286	4,6114	4,2650	3,6108	0,0693	0,0973	0,0562	7,2451	Medições no terreno
P265 pos. 3	102900	12,00	6,00	0,0221	0,0285	0,0158	1,8018	2,7336	1,5168	0,0178	0,0504	0,0174	3,6083	Medições no terreno
P265 pos. 2	102900	11,00	4,00	0,0231	0,0262	0,0187	2,1720	3,4069	1,6000	0,0198	0,0760	0,0338	4,3456	Medições no terreno
P265 pos. 3	102900	11,00	6,00	0,0178	0,0275	0,0134	1,5616	2,3845	1,3630	0,0146	0,0526	0,0197	3,1595	Medições no terreno
P265 pos. 1	102900	11,00	2,00	0,0700	0,0519	0,0572	6,9264	4,4080	5,9572	0,0621	0,0646	0,1340	10,1436	Medições no terreno
P292 pos. 1	102900	10,00	2,00	0,0261	0,0264	0,0245	3,1067	3,2597	2,9785	-	-	-	5,3989	Medições no terreno
P292 pos. 2	102900	10,00	4,00	0,0048	0,0171	0,0050	0,5522	2,0958	0,7830	0,0148	0,0486	0,0235	2,3044	Medições no terreno
P292 pos. 3	102900	10,00	6,00	0,0043	0,0068	0,0017	0,3097	0,3097	0,2915	0,0082	0,0248	-	0,5260	Medições no terreno
P292 pos. 4	102900	10,00	8,00	0,0035	0,0121	0,0036	0,4231	1,2289	0,5474	0,0085	0,0144	-	1,4102	Medições no terreno
P292 pos. 2	102900	11,00	4,00	0,0072	0,0233	0,0072	0,7022	3,0273	1,1809	0,0217	0,0728	0,0262	3,3245	Medições no terreno
P292 pos. 3	102900	11,00	6,00	0,0035	0,0151	0,0038	0,3008	2,0110	0,5434	-	0,0527	-	2,1047	Medições no terreno
P292 pos. 4	102900	11,00	8,00	0,0016	0,0135	0,0050	0,2541	1,4719	0,6561	-	0,0271	-	1,6314	Medições no terreno
P292 pos. 1	102900	12,00	2,00	0,0434	0,0519	0,0264	3,9216	6,5717	3,8105	0,0614	0,0863	0,0776	8,5490	Medições no terreno
P292 pos. 2	102900	12,00	4,00	0,0083	0,0255	0,0086	0,7596	3,0254	0,0000	0,0177	0,0617	-	3,1193	Medições no terreno
P292 pos.3	102900	12,00	6,00	0,0064	0,0202	0,0041	0,3424	1,9253	0,5107	0,0086	0,0443	-	2,0210	Medições no terreno
P292 pos. 4	102900	12,00	8,00	0,0022	0,0177	0,0055	0,2516	1,6276	0,7553	-	0,0353	0,0095	1,8118	Medições no terreno
P293 pos. 1	102900	10,00	2,00	0,0675	0,1040	0,0343	6,8431	7,3003	2,4054	0,1446	-	0,0568	10,2912	Medições no terreno
P293 pos. 2	102900	10,00	4,00	0,0197	0,0292	0,0091	0,9946	3,0487	0,7519	0,0222	0,0646	0,0282	3,2937	Medições no terreno
P293 pos. 3	102900	10,00	6,00	0,00295	0,0065	0,0017	0,3839	1,1061	0,3164	0,0120	0,0255	0,0172	1,2128	Medições no terreno
P293 pos. 4	102900	10,00	8,00	0,0046	0,0084	0,0033	0,3468	0,8126	0,3245	0,0074	0,0125	-	0,9412	Medições no terreno
P293 pos. 1	102900	11,00	2,00	0,0664	0,0337	0,0434	8,9784	4,8863	4,2136	0,1882	0,1551	0,0874	11,0563	Medições no terreno
P293 pos. 2	102900	11,00	4,00	0,0293	0,0463	0,0179	1,9890	5,0501	1,5706	0,0203	0,0894	0,0408	5,6503	Medições no terreno
P293 pos. 3	102900	11,00	6,00	0,0053	0,0146	0,0033	0,5306	1,8932	0,5869	0,0118	0,0520	0,0132	2,0518	Medições no terreno
P293 pos.4	102900	11,00	8,00	0,0043	0,0129	0,0000	0,3626	1,4281	0,0000	0,0094	0,0211	-	1,4734	Medições no terreno

Tabela 4.2 - Valores de amplitude - Obra de canalização do rio Jacaré

Valores de Amplitude - Obra da Rua Dona Mariana

Estaca	Ener. Crav. (J)	Prof. Impulso (m)	Dist. Hor. (m)	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel 3 (g)	Vel 1 (mm/s)	Vel 2 (mm/s)	Vel 3 (mm/s)	Desloc1 (mm)	Desloc2 (mm)	Desloc3 (mm)	ppv (mm/s)	OBS
P6A pos. 2	235200	9,00	4,67	-	0,0048	0,0010	0,0000	1,1036	1,0376	-	0,0489	-	1,5148	Utilização de perfuratriz peso do pilão= 4000kgf h queda=6m tamanho máx da estaca = 27,50m Estaca Tipo Franki
P6A pos. 2	235200	11,00	4,67	-	0,0037	0,0008	0,0000	0,8227	0,0000	-	0,0350	-	0,8227	
P6A pos. 2	235200	12,00	4,67	-	0,0040	-	0,0000	0,7879	0,0000	-	-	-	0,7879	
P6A pos. 2	235200	13,00	4,67	-	0,0025	-	0,0000	0,7124	0,0000	-	0,0612	-	0,7124	
P6A pos. 2	235200	14,00	4,67	-	0,0039	-	0,0000	0,7476	0,1459	-	0,0302	-	0,7617	
P6A pos. 2	235200	15,00	4,67	-	0,0039	-	0,0000	0,8905	0,1848	-	0,0258	-	0,9095	
P6A pos. 2	235200	16,00	4,67	-	0,0031	-	0,0000	1,0101	0,0000	-	-	-	1,0101	
P6A pos. 1	235200	17,00	0,80	-	0,0023	-	0,0000	0,6004	0,0000	-	0,0198	-	0,6004	
P6A pos. 1	235200	18,00	0,80	-	0,0028	-	0,0000	0,5798	0,0000	-	0,0000	-	0,5798	
P6A pos. 1	235200	19,00	0,80	-	0,0028	-	0,0000	0,6468	0,0000	-	0,0239	-	0,6468	
P6A pos. 1	235200	20,00	0,80	-	0,0017	-	0,0000	0,4466	0,0000	-	-	-	0,4466	
P6A pos. 1	235200	21,00	0,80	-	-	-	0,0000	0,2087	0,0000	-	-	-	0,2087	
P6A pos. 1	235200	22,00	0,80	-	0,0020	-	0,0000	0,5270	0,0000	-	0,0303	-	0,5270	
P6A pos. 1	235200	23,00	0,80	-	0,0037	-	0,0000	1,2220	0,3049	0,0041	0,0594	-	1,2594	
P6B pos. 2	235200	11,00	6,15	-	0,0051	-	0,0000	1,2421	0,0000	-	0,0457	-	1,2421	
P6B pos. 2	235200	10,00	6,15	-	0,0056	0,0028	0,0000	1,4738	0,0000	-	-	-	1,4738	
P6B pos. 2	235200	12,00	6,15	-	0,0065	0,0025	0,0000	1,6521	0,4396	-	0,0555	-	1,7095	
P6B pos. 2	235200	13,00	6,15	-	0,0056	0,0022	0,0000	1,2774	0,3935	0,0044	0,0414	-	1,3366	
P6B pos. 2	235200	14,00	6,15	-	0,0045	-	0,0000	1,1579	0,3090	-	0,0340	-	1,1984	
P6B pos. 2	235200	15,00	6,15	-	0,0059	-	0,0000	1,2596	0,4891	-	0,0429	-	1,3512	
P6B pos.1	235200	16,00	1,70	-	0,0037	-	0,0000	0,9389	0,3172	-	-	-	0,9910	
P6B pos. 1	235200	17,00	1,70	-	0,0039	0,0022	0,0000	1,0099	0,3533	-	-	-	1,0699	
P6B pos. 1	235200	19,00	1,70	-	0,0034	-	0,0000	0,9894	0,3046	-	-	-	1,0352	
P6B pos. 1	235200	20,00	1,70	-	0,0037	-	0,0000	0,8990	0,2723	-	0,0348	-	0,9393	
P6B pos. 1	235200	21,00	1,70	-	0,0034	-	0,0000	0,7926	0,2197	-	-	-	0,8225	
P6B pos. 1	235200	22,00	1,70	-	0,0023	-	0,0000	0,7284	0,2433	-	-	-	0,7679	
P6B pos. 1	235200	23,00	1,70	-	0,0040	-	0,0000	0,9022	0,0000	-	0,0247	-	0,9022	
P6B pos. 1	235200	24,00	1,70	-	0,0056	0,0042	0,0000	1,3432	0,6146	-	0,0409	-	1,4771	
P6B pos. 1	235200	18,00	1,70	-	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0282	0,0000	

Tabela 4.3 - Valores de amplitude - Obra R. Dona Mariana

4.3 - Observações Experimentais

As tabelas abaixo mostram um resumo contendo os valores máximo e mínimo das acelerações (Acel1, Acel2, Acel3), velocidades (Vel1, Vel2, Vel3), nas direções x,y,z, respectivamente, e velocidade de pico de partícula. Os resultados dos deslocamentos não são apresentados porque seus valores não foram considerados confiáveis. Lembra-se aqui que estes valores são obtidos mediante uma segunda integração das acelerações e, por conseguinte, estão sujeitos a erros acumulados, que, em muitos casos, não se conseguiu eliminar.

- Obra Marquês de Olinda:

Estaca P20 - Acelerômetro na posição 1

	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel3 (g)	Vel1 (mm/s)	Vel2 (mm/s)	Vel3 (mm/s)	ppv (mm/s)
máx	0,1066	0,042	0,0467	1,566	5,4627	5,9224	7,9375
mín	0,0138	0,0347	0,0424	1,1069	5,0638	1,3423	5,8391
Δ (%)	87,0	17,4	9,2	29,3	7,3	77,3	26,4

Estaca P20 - Acelerômetro na posição 2

	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel3 (g)	Vel1 (mm/s)	Vel2 (mm/s)	Vel3 (mm/s)	ppv (mm/s)
máx	0,0234	0,0498	0,2588	2,4308	4,9637	5,8978	7,5805
mín	0,0080	0,0437	0,0396	0,4551	4,7406	4,7475	7,2212
Δ (%)	65,8	12,25	84,7	81,3	4,5	21,2	4,7

- Obra Jacaré:

Estacas P38, P39, P40 - Acelerômetro no muro

	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel3 (g)	Vel1 (mm/s)	Vel2 (mm/s)	Vel3 (mm/s)	ppv (mm/s)
máx	0,0698	0,1295	0,0852	8,4033	11,8664	5,7937	15,2766
mín	0,0197	0,0199	0,0109	2,4938	2,4344	1,2592	4,4864
Δ (%)	71,7	84,5	87,1	70,3	78,6	78,3	73,3

Estacas P151- Acelerômetro no 1º pavimento do prédio

	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel3 (g)	Vel1 (mm/s)	Vel2 (mm/s)	Vel3 (mm/s)	ppv (mm/s)
máx	0,020	0,0173	0,0331	1,9448	2,2332	2,8606	4,1173
mín	0,0057	0,0129	0,0069	0,4909	1,8261	0,0075	1,9636
Δ (%)	71,5	25,5	79,2	74,8	18,2	99,7	52,3

Estacas P152,153,154,155 - Acelerômetro no 4º pavimento do prédio

	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel3 (g)	Vel1 (mm/s)	Vel2 (mm/s)	Vel3 (mm/s)	ppv (mm/s)
máx	0,1012	0,0246	0,0376	1,6513	2,7955	4,2664	5,3065
mín	0,0035	0,0048	0,0107	0,6224	0,5879	1,5820	2,0236
Δ (%)	96,5	80,5	71,5	62,3	78,9	62,9	61,8

Estacas P257, P265, P292, P293 - Acelerômetro na posição 1 no terreno

	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel3 (g)	Vel1 (mm/s)	Vel2 (mm/s)	Vel3 (mm/s)	ppv (mm/s)
máx	0,1400	0,2079	0,1144	17,9567	16,1016	11,9143	22,1125
mín	0,0348	0,0326	0,0079	0,0227	3,1644	2,7383	4,7029
Δ (%)	75,1	84,3	93,0	99,87	80,3	77,0	78,7

Estacas P257, P265, P292, P293 - Acelerômetro na posição 2 no terreno

	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel3 (g)	Vel1 (mm/s)	Vel2 (mm/s)	Vel3 (mm/s)	ppv (mm/s)
máx	0,1881	0,0925	0,0839	11,9612	10,1002	6,8515	14,0116
mín	0,0096	0,0166	0,0076	1,1043	2,6919	1,1903	3,3406
Δ (%)	94,8	82,0	90,8	90,8	73,3	82,6	76,2

Estacas P257, P265, P292, P293 - Acelerômetro posição 3 no terreno

	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel3 (g)	Vel1 (mm/s)	Vel2 (mm/s)	Vel3 (mm/s)	ppv (mm/s)
máx	0,0442	0,0569	0,0316	4,8626	5,4672	3,0335	7,2165
mín	0,0059	0,0077	0,0033	0,6016	0,6193	0,5829	1,0520
Δ (%)	86,7	86,5	89,5	87,6	88,6	80,7	85,4

Estacas P265, P292, P293 - Acelerômetro posição 4 no terreno

	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel3 (g)	Vel1 (mm/s)	Vel2 (mm/s)	Vel3 (mm/s)	ppv (mm/s)
máx	0,0103	0,0395	0,0110	0,8531	3,2551	1,5876	3,6620
mín	0,0032	0,0113	0,0066	0,5032	1,1620	0,6490	1,8361
Δ (%)	68,9	71,4	40,0	41,0	64,3	59,1	49,8

Obra Mariana:

Estacas P6A- Acelerômetro posição 1

	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel3 (g)	Vel1 (mm/s)	Vel2 (mm/s)	Vel3 (mm/s)	ppv (mm/s)
máx	-	0,0062	-	-	2,0201	-	2,0201
mín	-	-	-	-	0,4173	-	0,4173
Δ (%)	-	-	-	-	79,3	-	79,3

Estacas P6A - Acelerômetro posição 2

	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel3 (g)	Vel1 (mm/s)	Vel2 (mm/s)	Vel3 (mm/s)	ppv (mm/s)
máx	-	0,0096	0,002	-	2,2072	2,0752	3,0295
mín	-	0,0050	-	-	1,4248	-	1,4248
Δ (%)	-	47,9	100	-	35,4	100	52,9

Estacas P6B - Acelerômetro posição 1

	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel3 (g)	Vel1 (mm/s)	Vel2 (mm/s)	Vel3 (mm/s)	ppv (mm/s)
máx	-	0,0117	0,0083	-	2,6864	1,2291	2,9542
mín	-	0,0045	-	-	1,4567	-	1,4567
Δ (%)	-	61,5	100	-	45,7	100	48,0

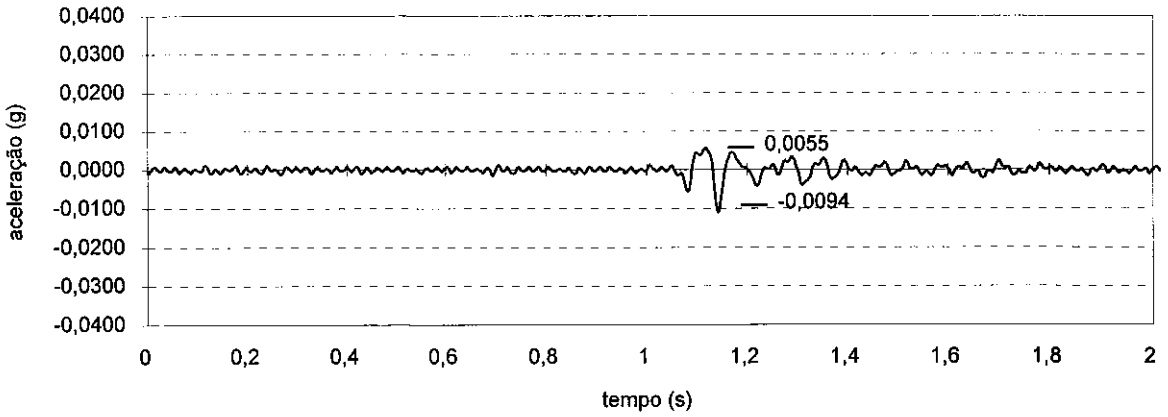
Estacas P6B - Acelerômetro posição 2

	Acel1 (g)	Acel2 (g)	Acel3 (g)	Vel1 (mm/s)	Vel2 (mm/s)	Vel3 (mm/s)	ppv (mm/s)
máx	-	0,0129	0,0055	-	3,3041	0,8792	3,4191
mín	-	0,0073	-	-	2,3158	-	2,3968
Δ (%)	-	43,4	100	-	29,9	100	29,8

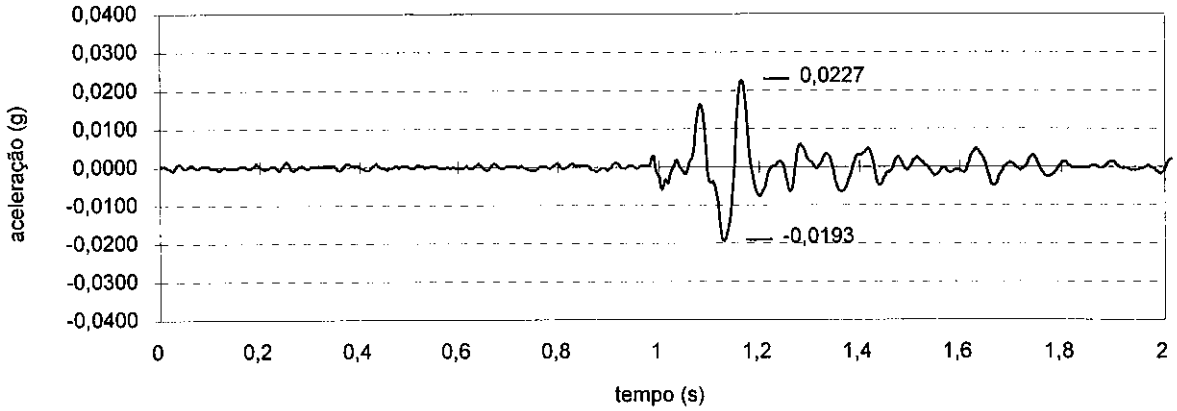
4.4 - Gráficos

As figuras mostradas a seguir são uma seleção de resultados gráficos mais significativos de aceleração e velocidade, dentre os apresentados nas planilhas do item 4.2, obtidos nas três obras monitoradas.

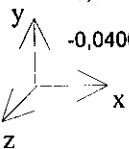
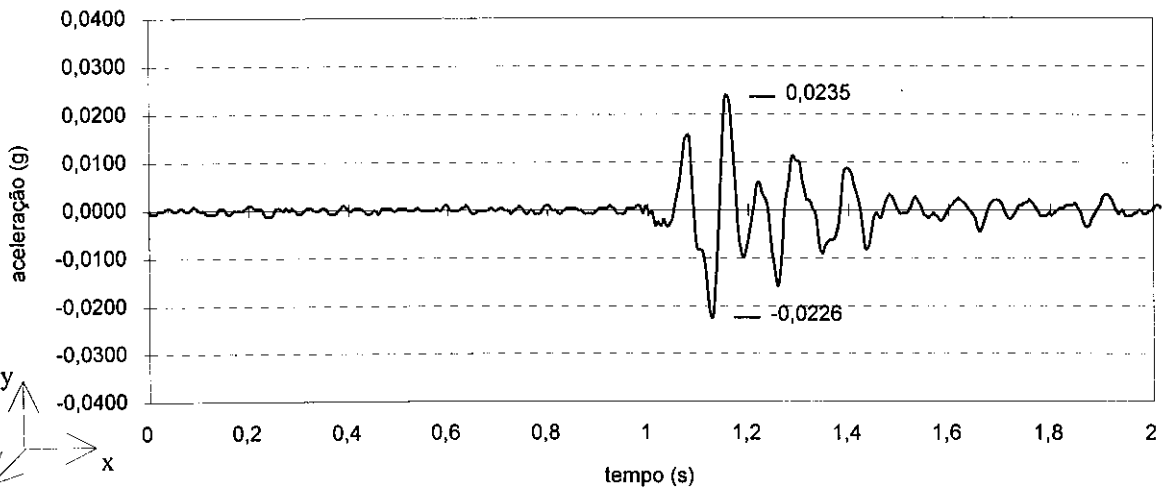
Obra Marques de Olinda Aceleração Canal 1 (x)
P20- 25m pos. A



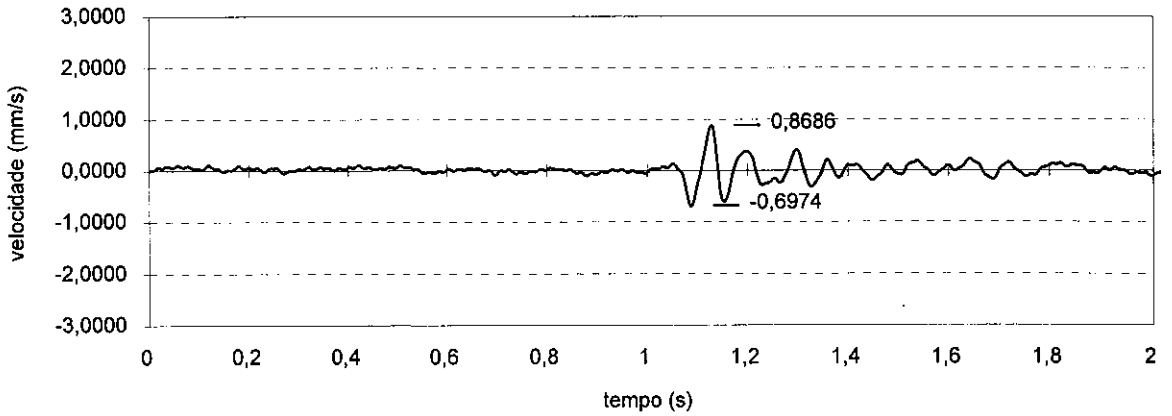
Obra Marques de Olinda aceleração Canal 2 (y)
P20- 25m pos. A



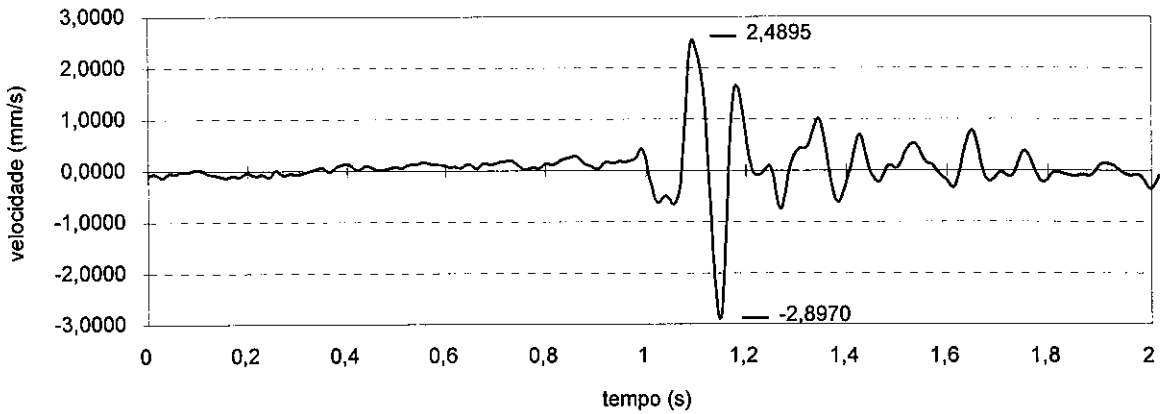
Obra Marques de Olinda aceleração Canal 3 (z)
P20- 25m pos. A



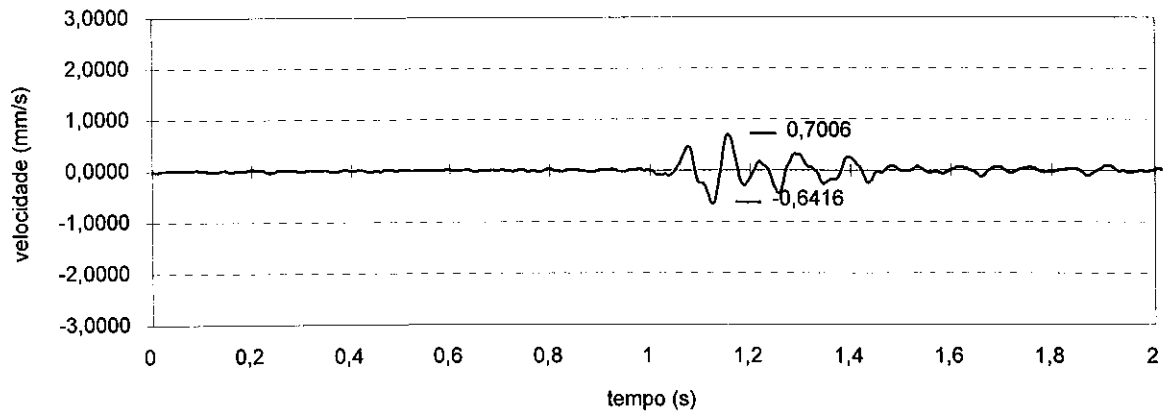
Obra Marquês de Olinda velocidade Canal 1 (x)
P20- 25m pos. A



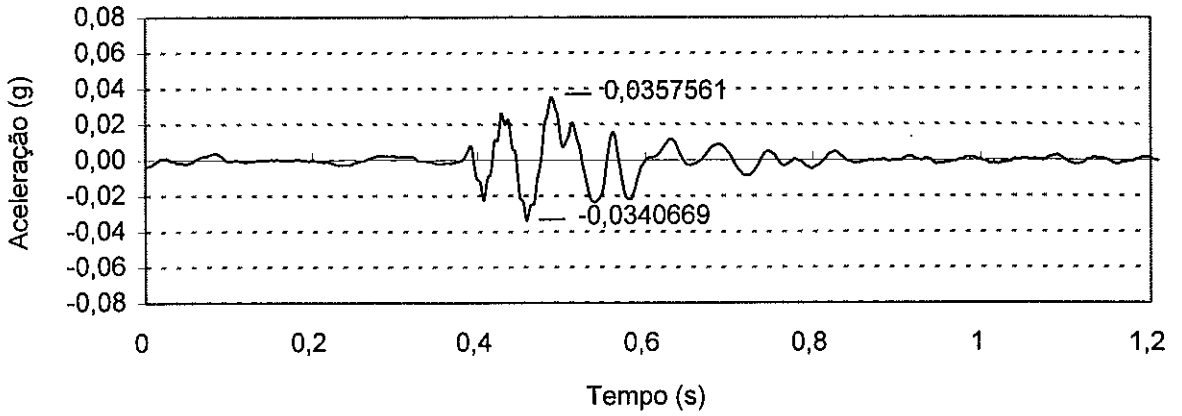
Obra Marquês de Olinda velocidade Canal 2 (y)
P20- 25m pos. A



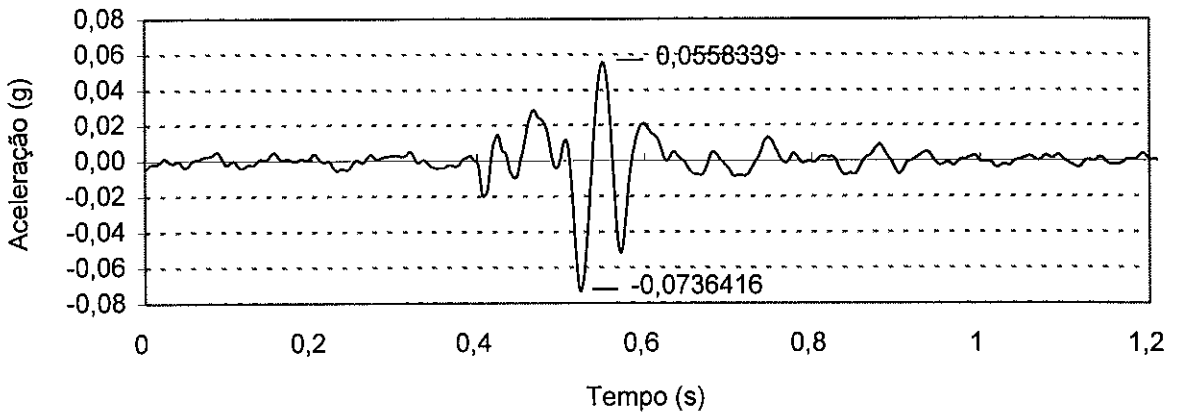
Obra Marquês de Olinda velocidade Canal 3 (z)
P20- 25m pos. A



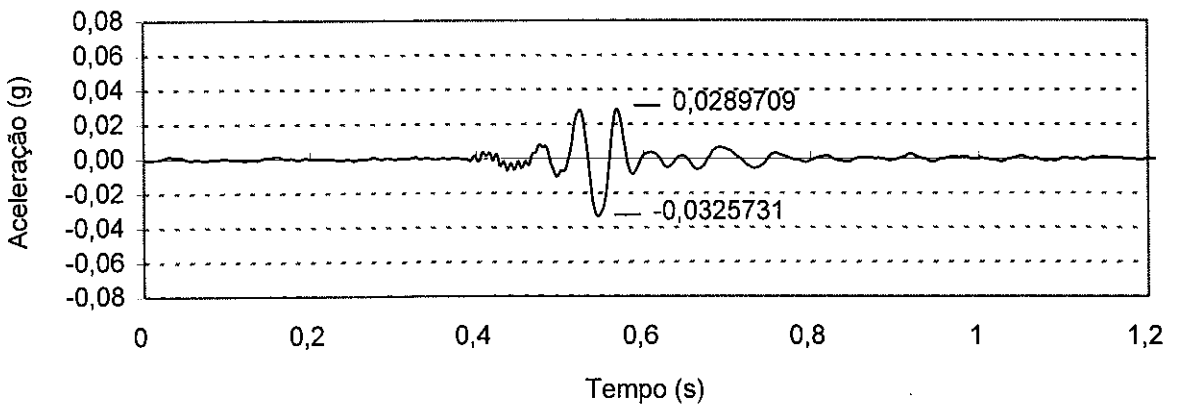
Obra Jacaré - Aceleração Canal 1 (x)
P40 - 10,5 m



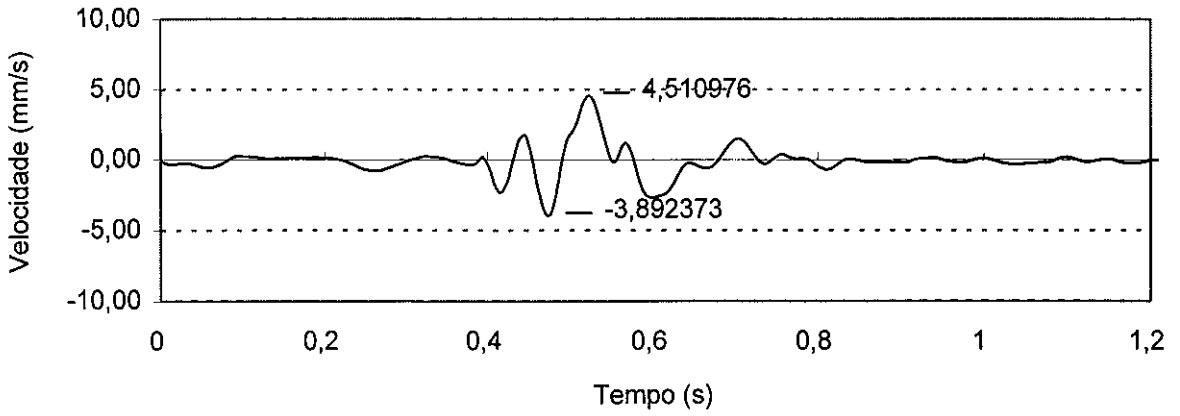
Obra Jacaré - Aceleração Canal 2 (y)
P40 - 10,5 m



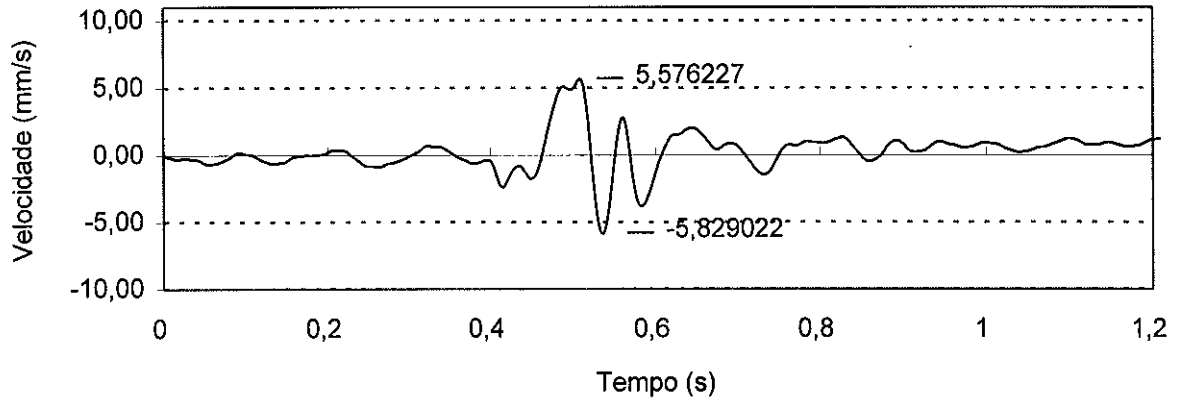
Obra Jacaré - Aceleração Canal 3 (z)
P40 - 10,5 m



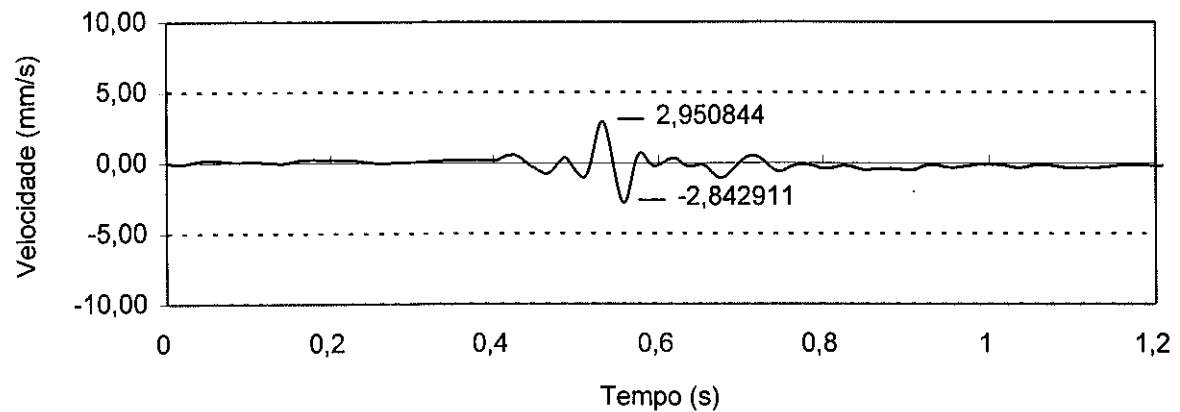
Obra Jacaré - Velocidade - Canal 1 (x)
P40 - 10,5 m



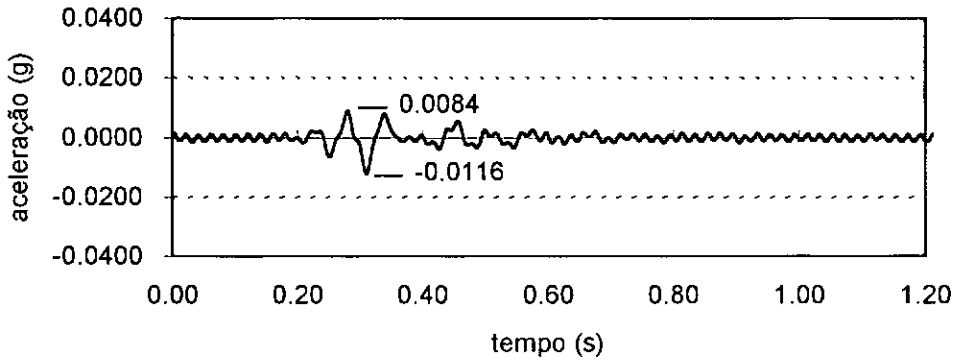
Obra Jacaré - Velocidade - Canal 2 (y)
P40 - 10,5 m



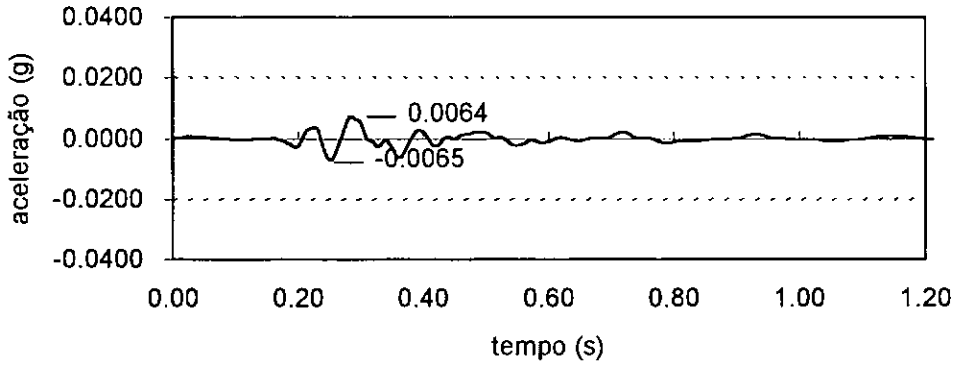
Obra Jacaré - Velocidade - Canal 3 (z)
P40 - 10,5 m



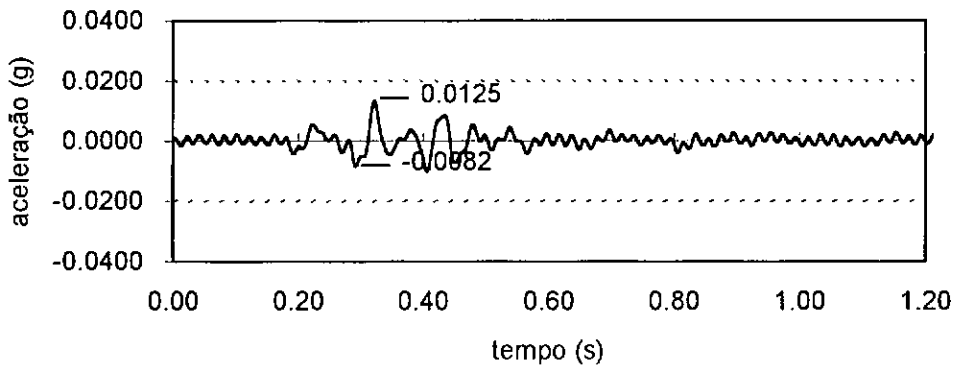
Obra Jacaré - aceleração Canal 1 (x)
Acelerômetro 1 pavimento - P151 - 11 m



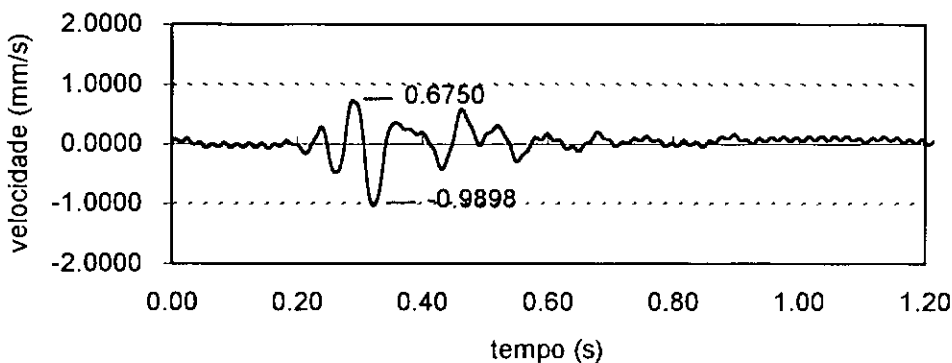
Obra Jacaré aceleração Canal 2 (y)
Acelerômetro 1 pavimento - P151 - 11 m



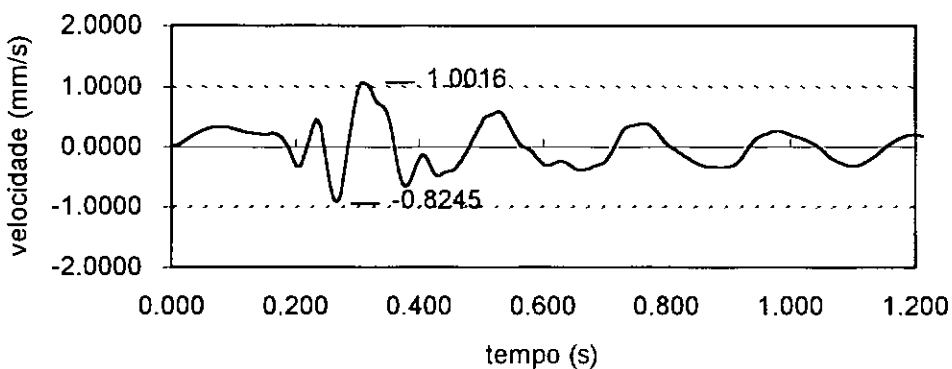
Obra Jacaré aceleração Canal 3 (z)
Acelerômetro 1 pavimento - P151 - 11 m



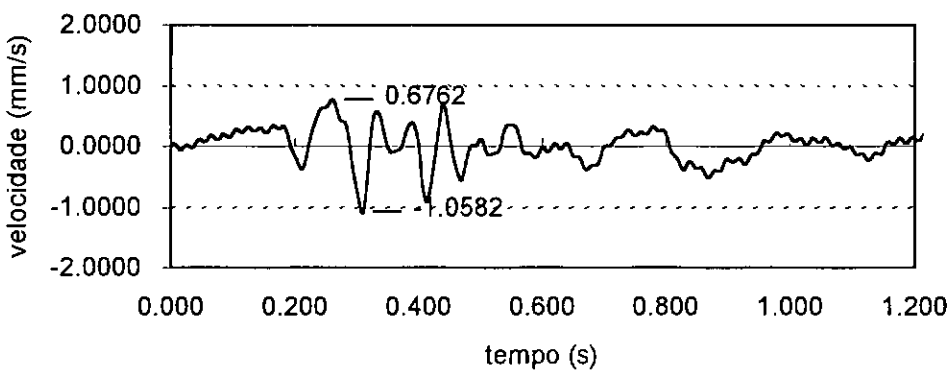
Obra Jacaré - velocidade Canal 1 (x)
Acelerômetro 1 pavimento - P151 - 11 m



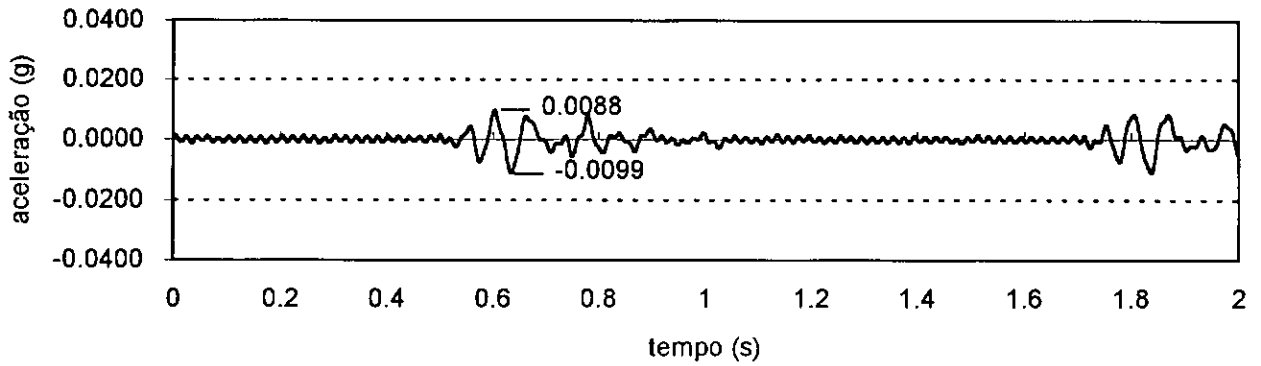
Obra Jacaré - velocidade Canal 2 (y)
Acelerômetro 1 pavimento - P151 - 11 m



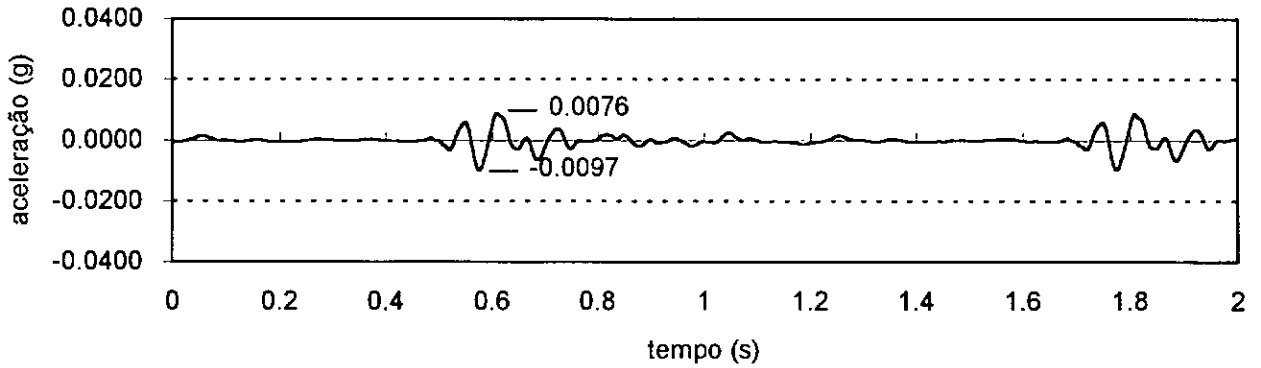
Obra Jacaré - velocidade Canal 3 (z)
Acelerômetro 1 pavimento - P151 - 11 m



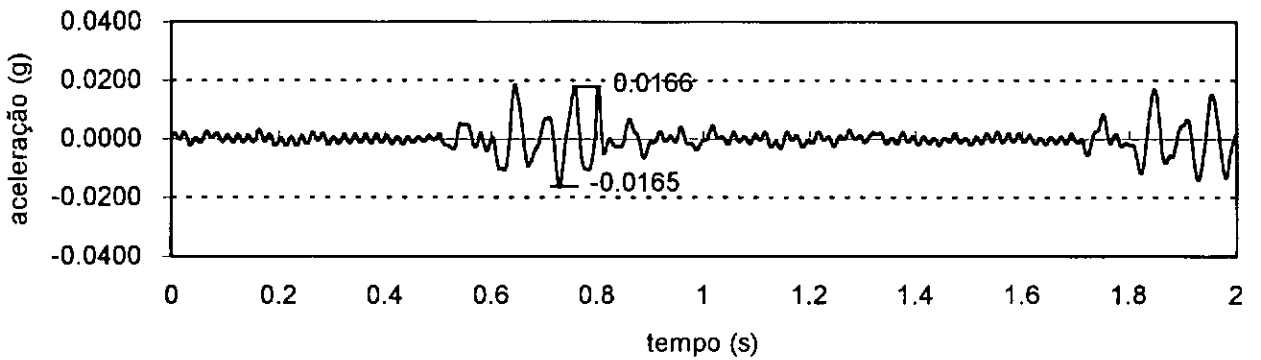
Obra Jacaré - Aceleração - Canal 1(x)
Posição 1 - P151 - 11,5 m



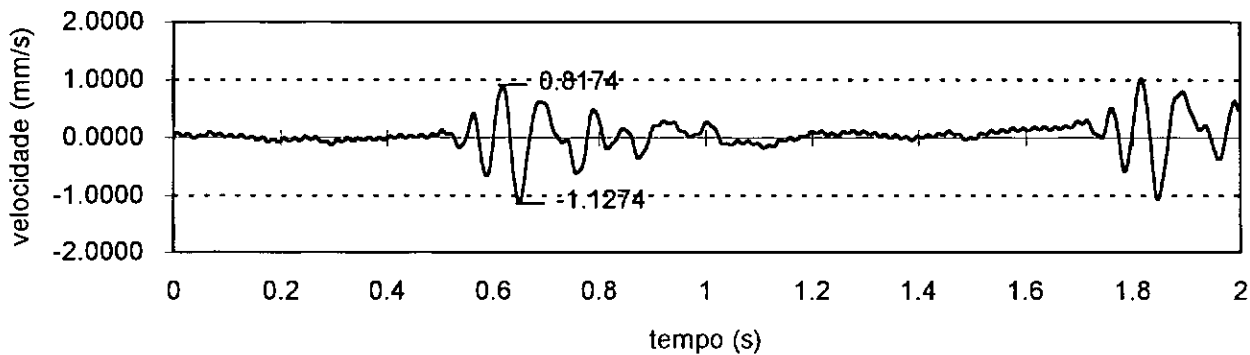
Obra Jacaré - Aceleração - Canal 2 (y)
Posição 1 - P151 - 11,5 m



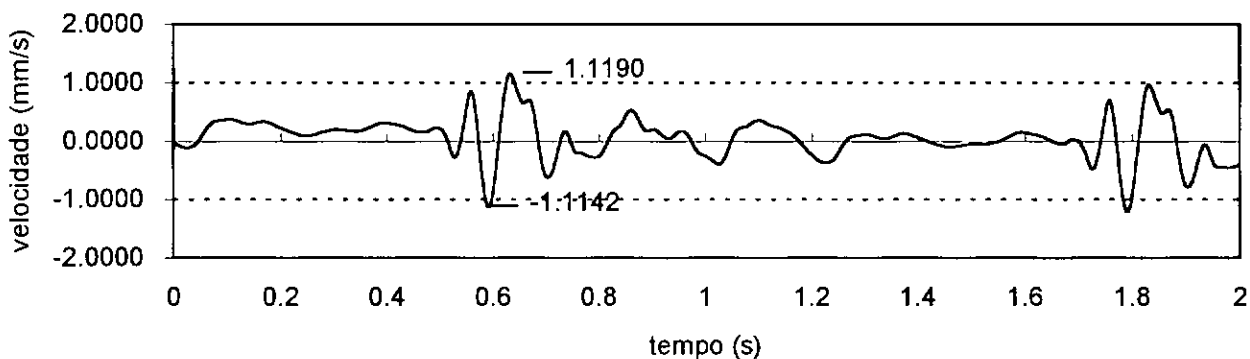
Obra Jacaré - Aceleração - Canal 3 (z)
Posição 1 - P151 - 11,5 m



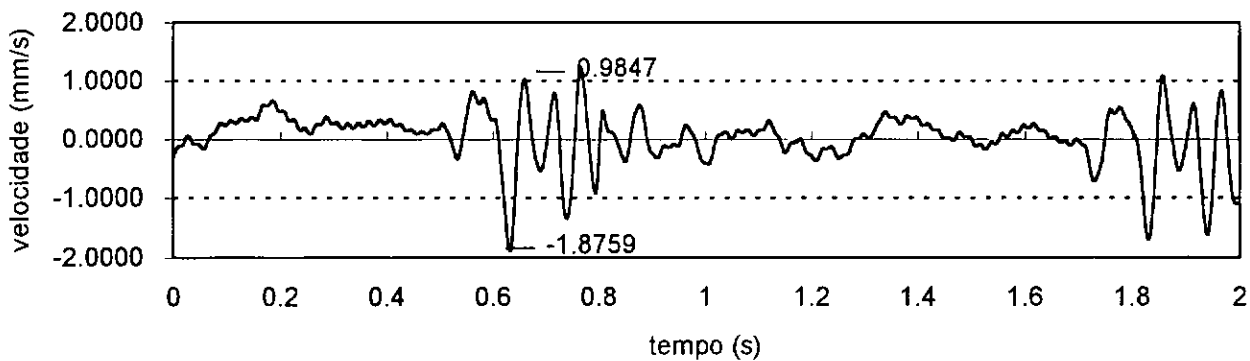
Obra Jacaré - Velocidade - Canal 1 (x)
Posição 1 - P151 - 11,5 m



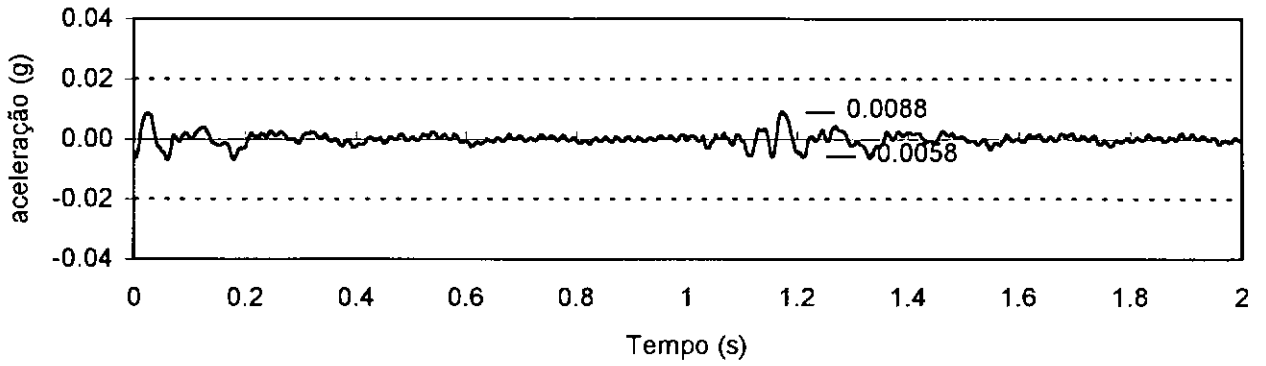
Obra Jacaré - Velocidade - Canal 2 (y)
acelerômetro 1 pavimento - P151 - 11,5 m



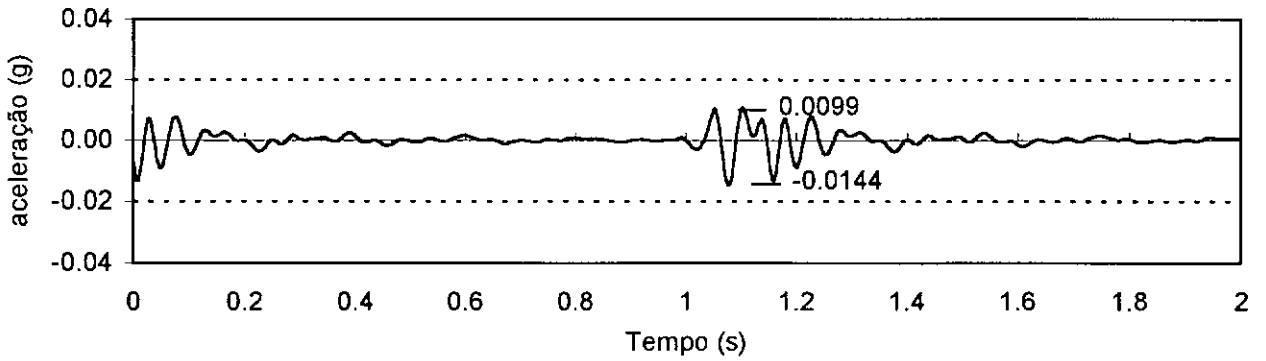
Obra Jacaré - Velocidade - Canal 3 (z)
acelerômetro 1 pavimento - P151 - 11,5 m



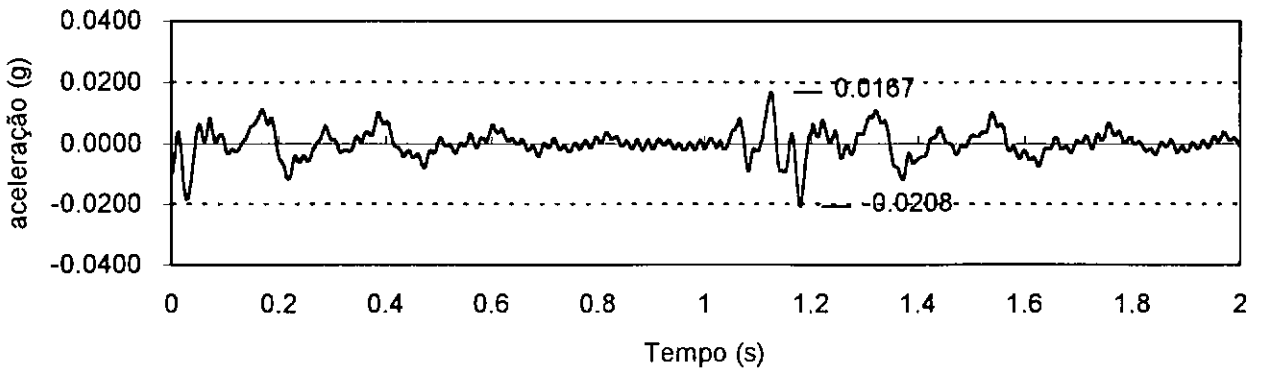
Obra Jacaré - Aceleração - Canal 1 (x)
Posição 2 (4 pav) - P152 - 11,5 m



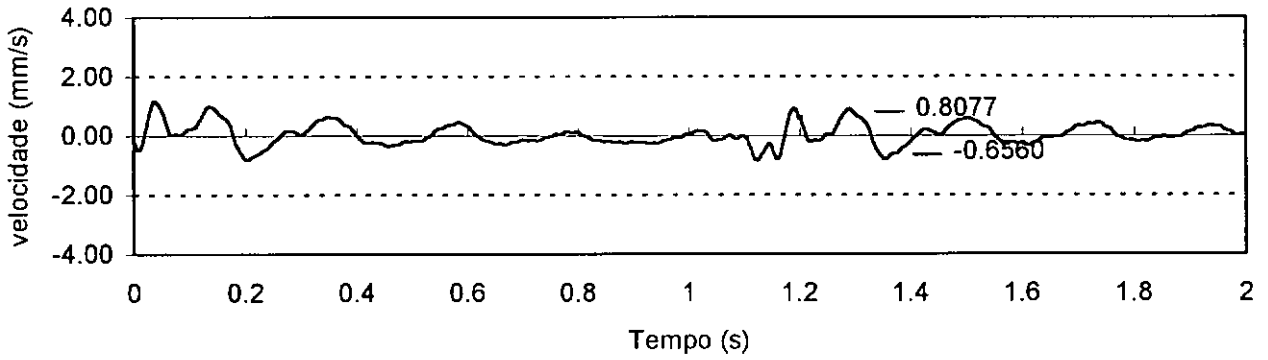
Obra Jacaré - Aceleração - Canal 2 (y)
Posição 2 (4 pav) - P152 - 11,5 m



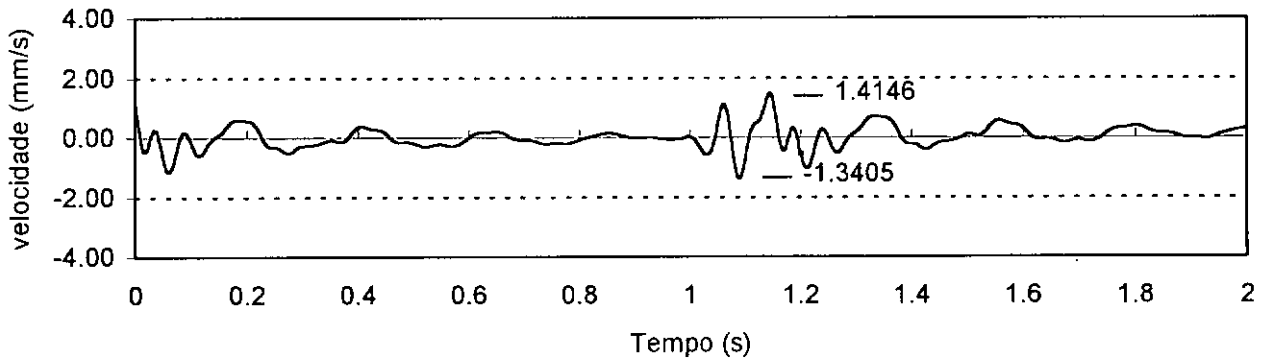
Obra Jacaré - Aceleração - Canal 3 (z)
Posição 2 (4 pav) - P152 - 11,5 m



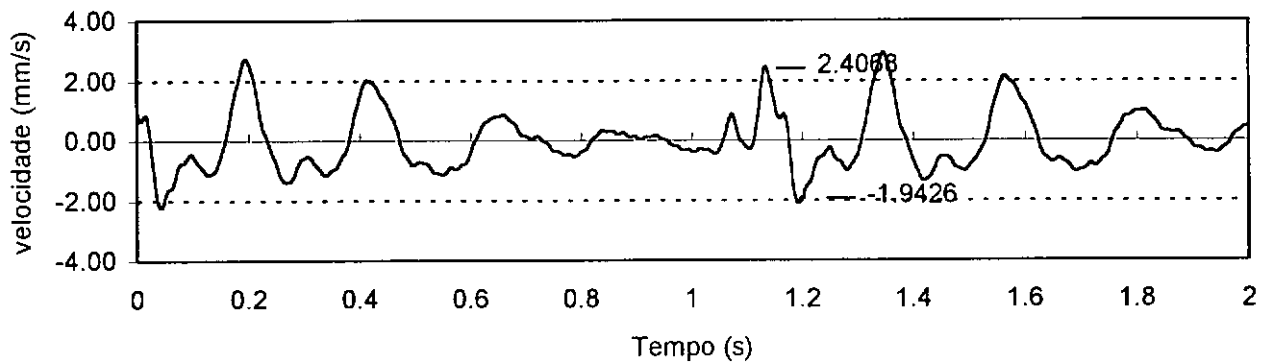
Obra Jacaré - velocidade - Canal 1 (x)
Posição 2 (4 pav) - P152 - 11,5 m



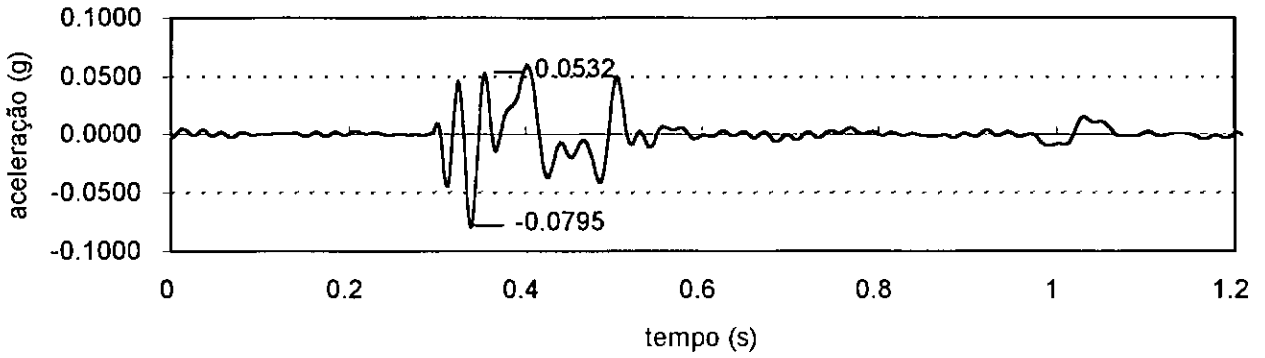
Obra Jacaré - velocidade - Canal 2 (y)
Posição 2 (4 pav) - P152 - 11,5 m



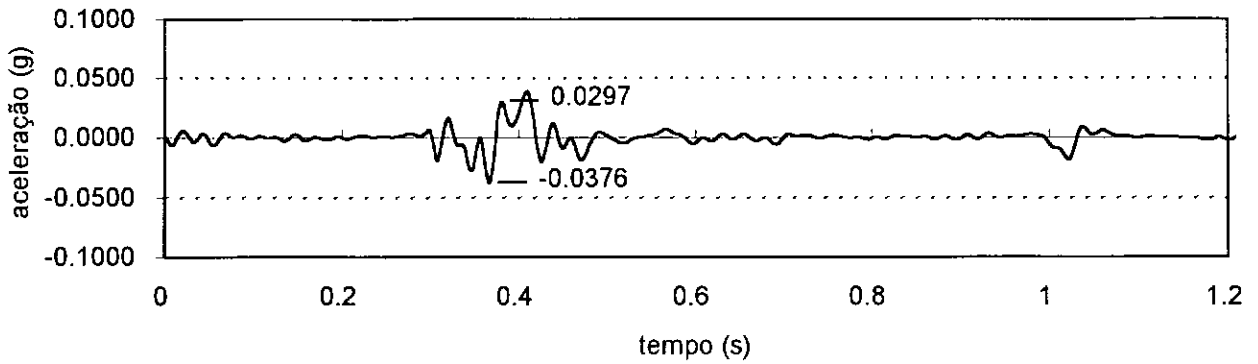
Obra Jacaré - velocidade - Canal 3 (z)
Posição 2 (4 pav) - P152 - 11,5 m



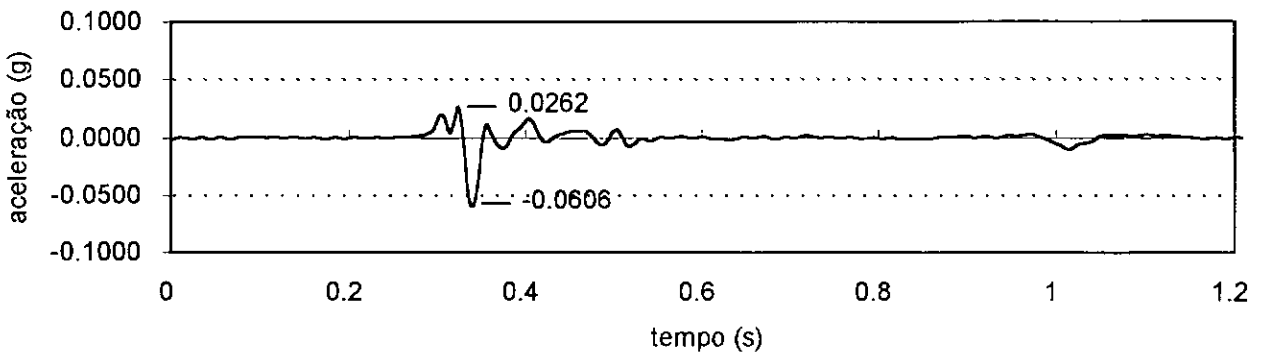
Obra Jacaré Aceleração Canal 1(x)
Medições no terreno P293 11,0m pos.1



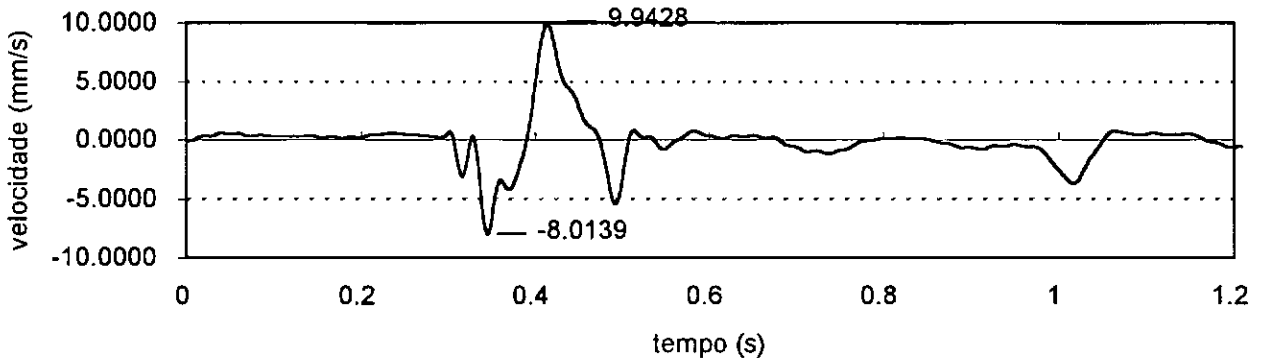
Obra Jacaré Aceleração Canal 2 (z)
Medições no terreno P293 11,0m pos.1



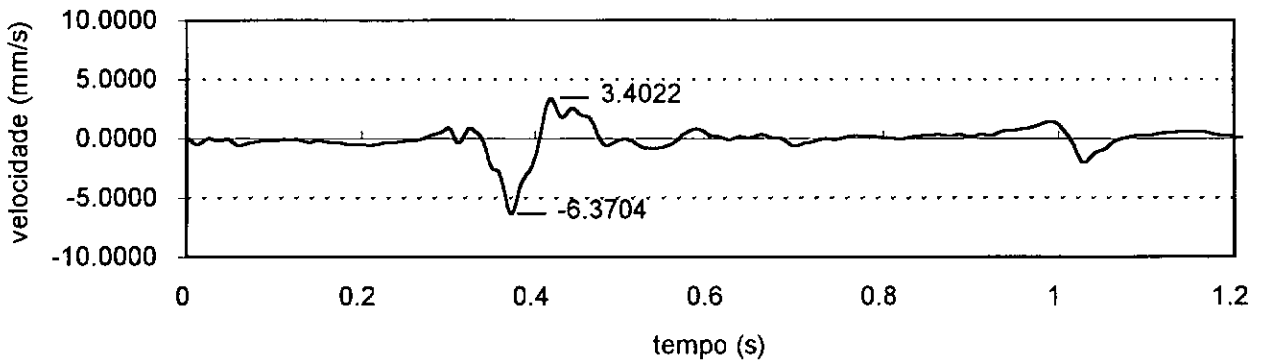
Obra Jacaré Aceleração Canal 3 (y)
Medições no terreno P293 11,0m pos.1



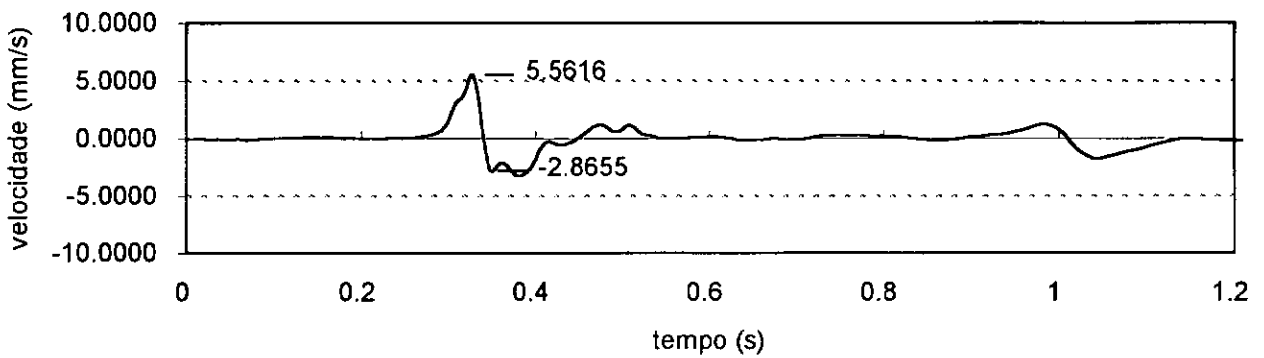
Obra Jacaré velocidade Canal 1(x)
Medições no terreno P293 11,0m pos.1



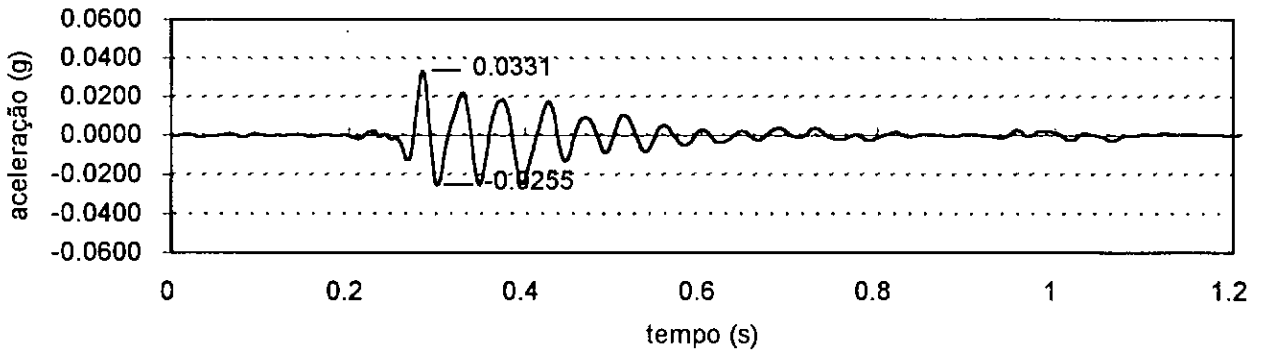
Obra Jacaré velocidade Canal 2 (z)
Medições no terreno P293 11,0m pos.1



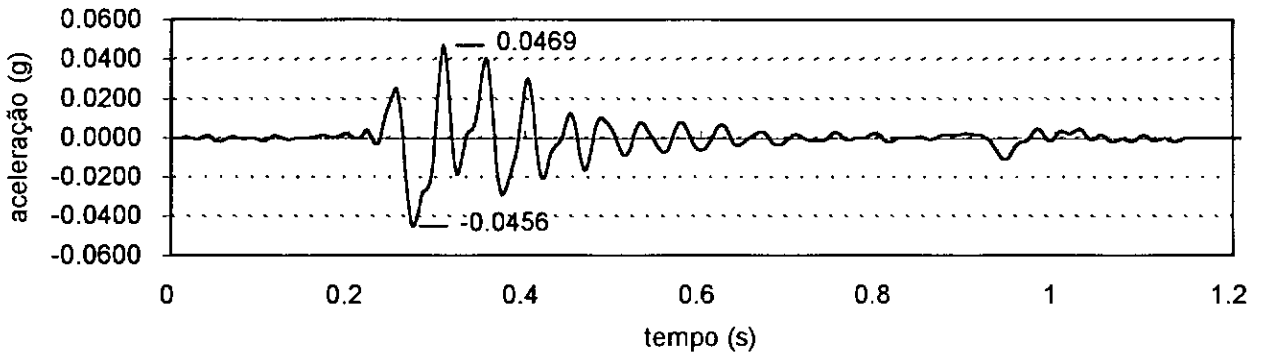
Obra Jacaré velocidade Canal 3 (y)
Medições no terreno P293 11,0m pos.1



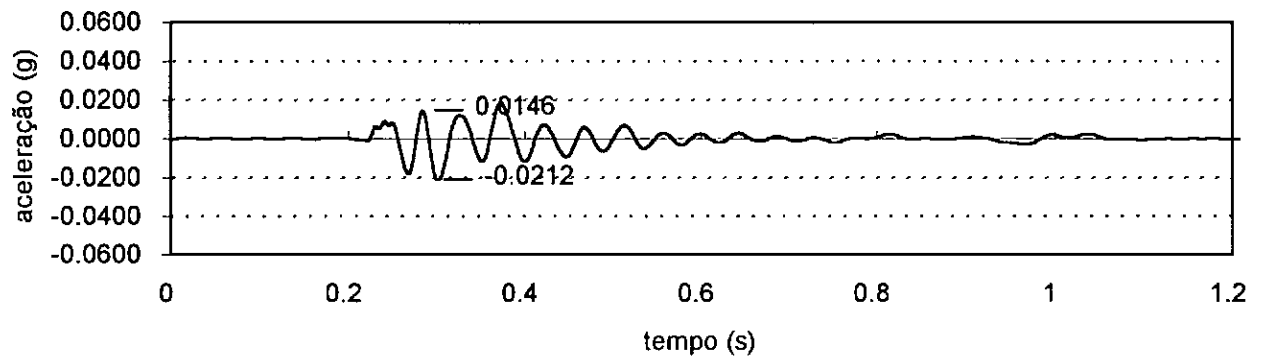
Obra Jacaré Aceleração Canal 1(x)
Medições no terreno P293-11m pos.2



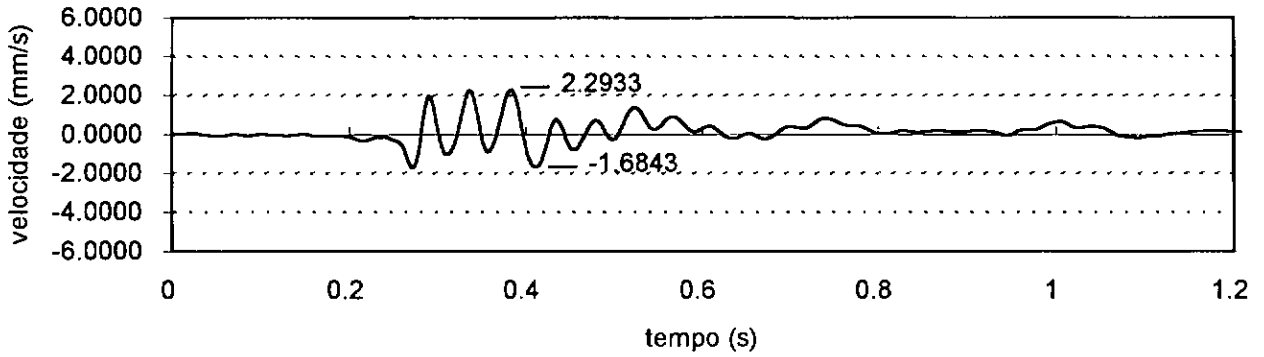
Obra Jacaré Aceleração Canal 2 (z)
Medições no terreno P293-11m pos.2



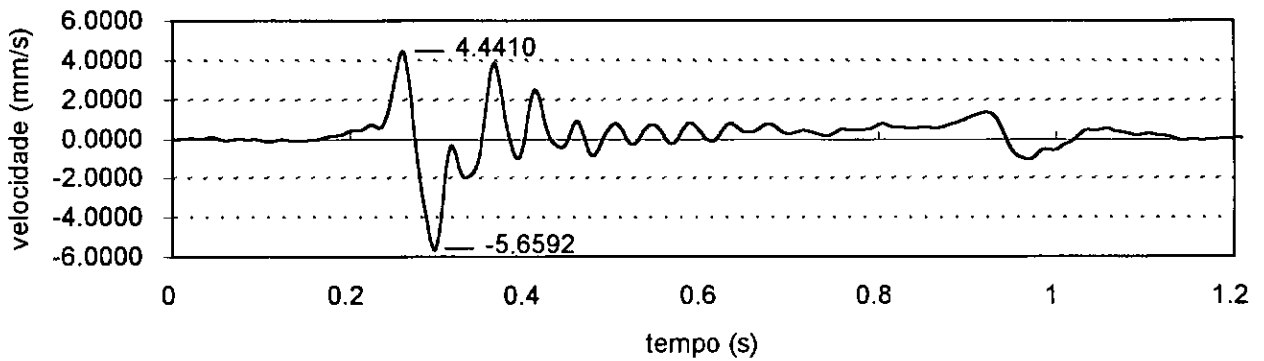
Obra Jacaré Aceleração Canal 3 (y)
Medições no terreno P293-11m pos.2



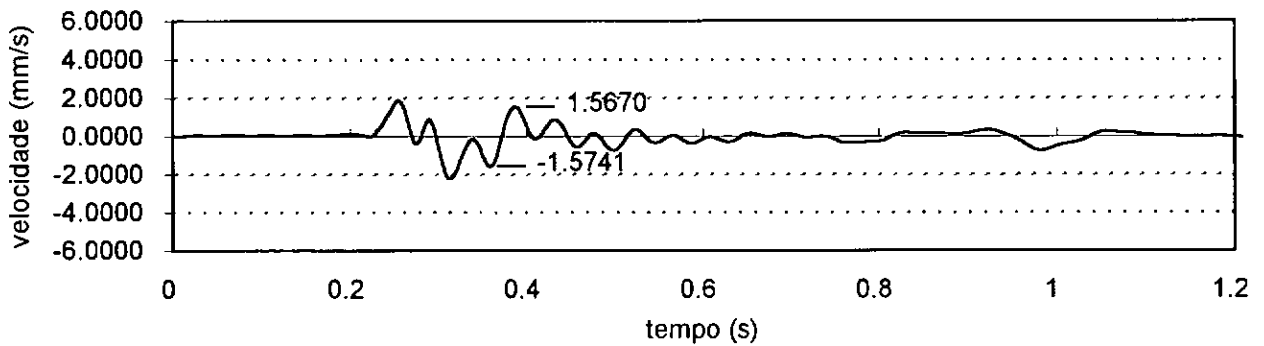
Obra Jacaré velocidade Canal 1 (x)
Medições no terreno P293-11m pos.2



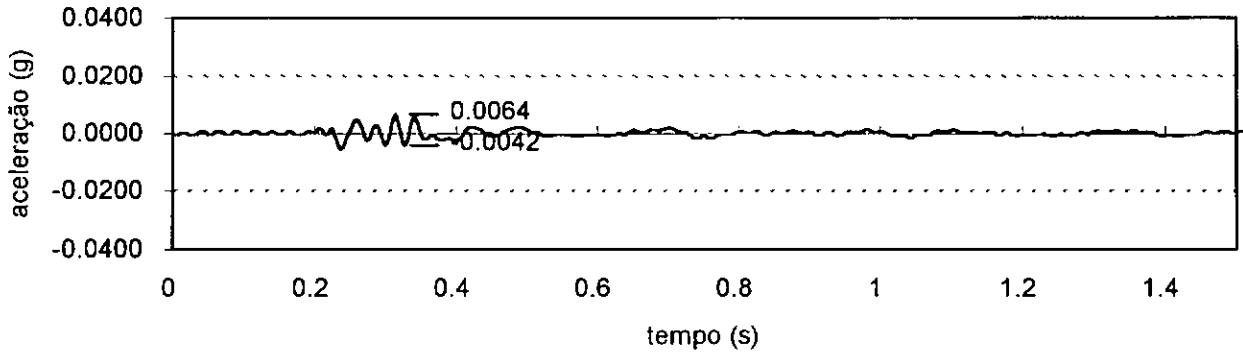
Obra Jacaré velocidade Canal 2 (z)
Medições no terreno P293-11m pos.2



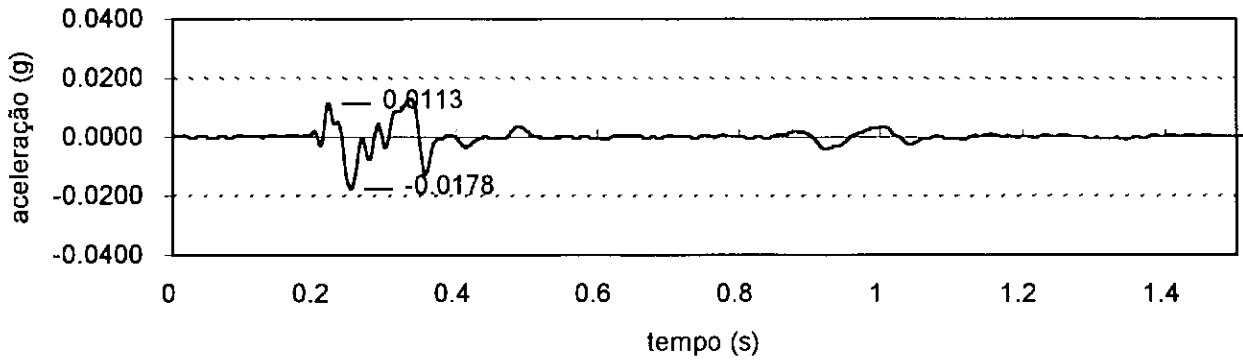
Obra Jacaré velocidade Canal 3 (y)
Medições no terreno P293-11m pos.2



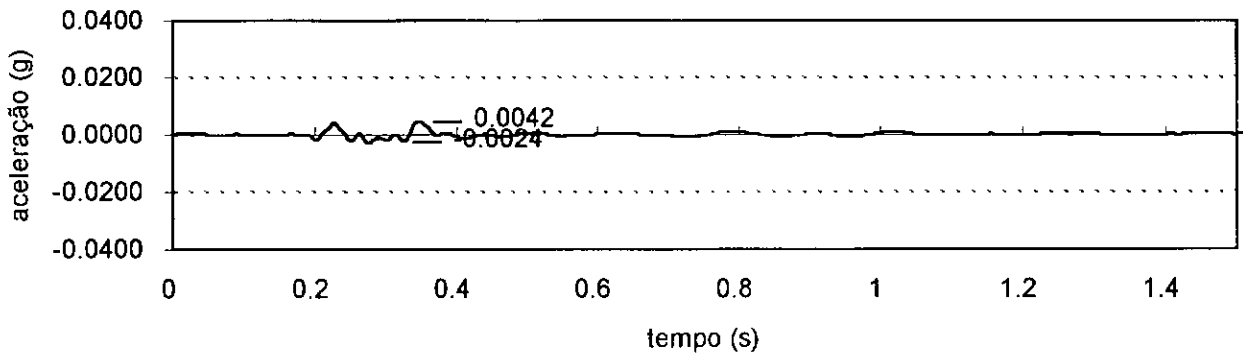
Obra Jacaré Aceleração Canal 1 (x)
Medições no terreno P293-11m pos.3



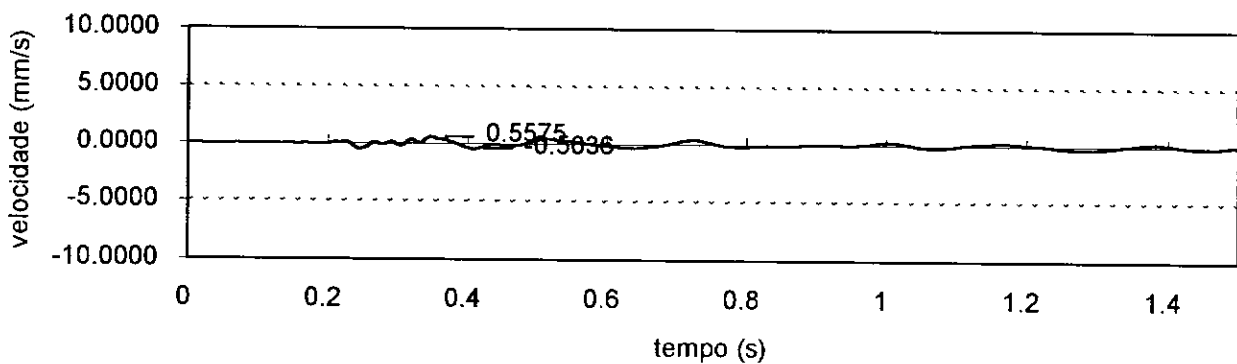
Obra Jacaré Aceleração Canal 2 (z)
Medições no terreno P293-11m pos.3



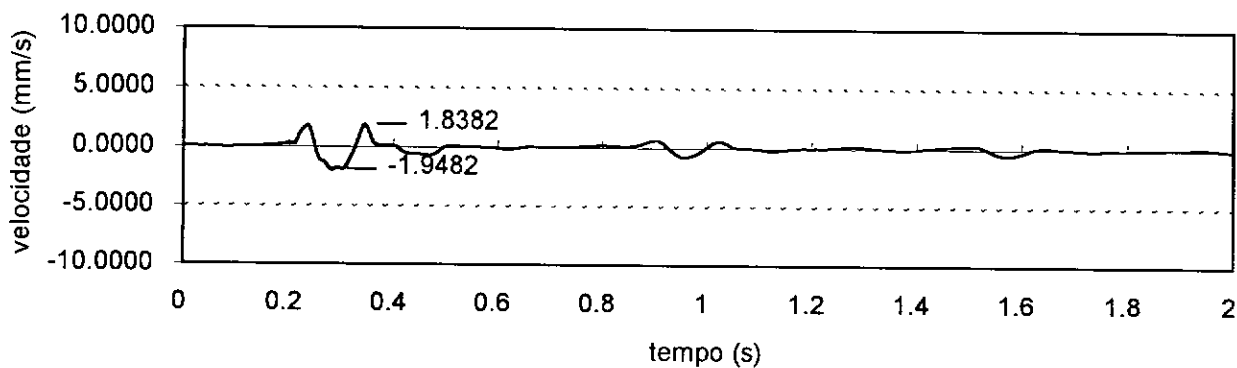
Obra Jacaré Aceleração Canal 3 (y)
Medições no terreno P293-11m pos.3



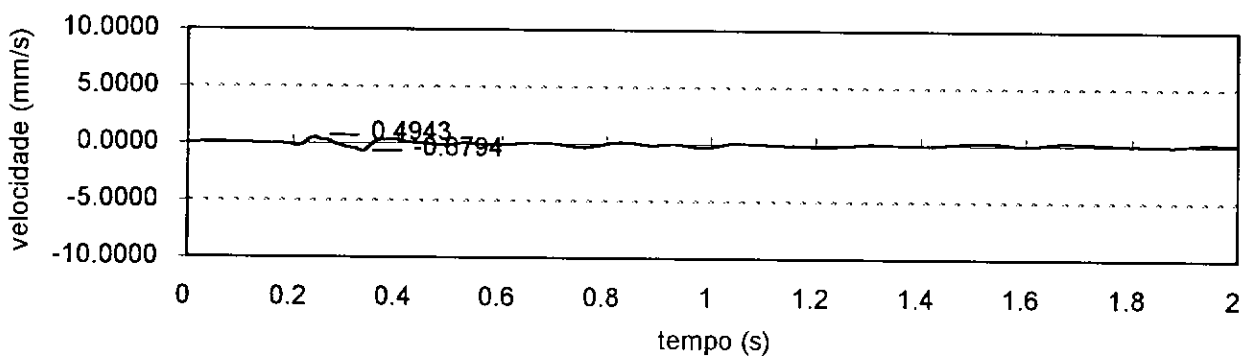
Obra Jacaré Velocidade Canal 1 (x)
Medições no terreno P293-11m pos.3



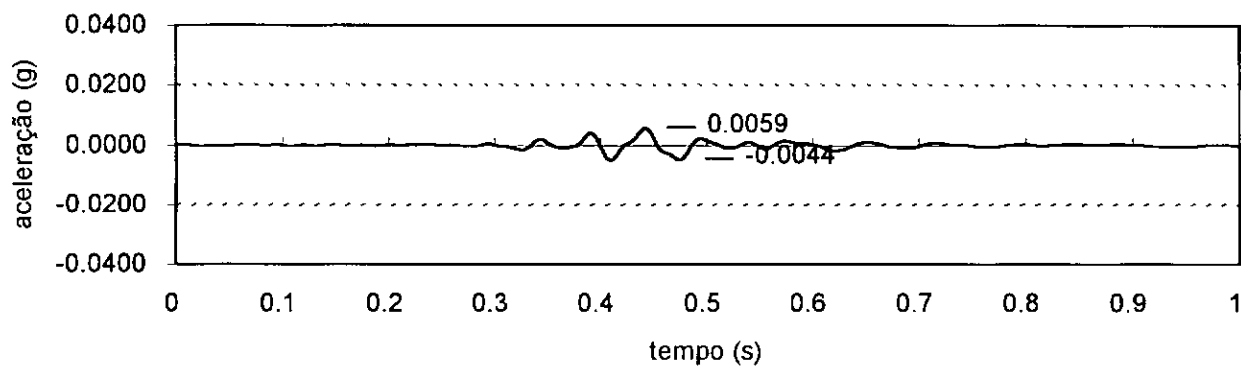
Obra Jacaré Velocidade Canal 2 (z)
Medições no terreno P293-11m pos.3



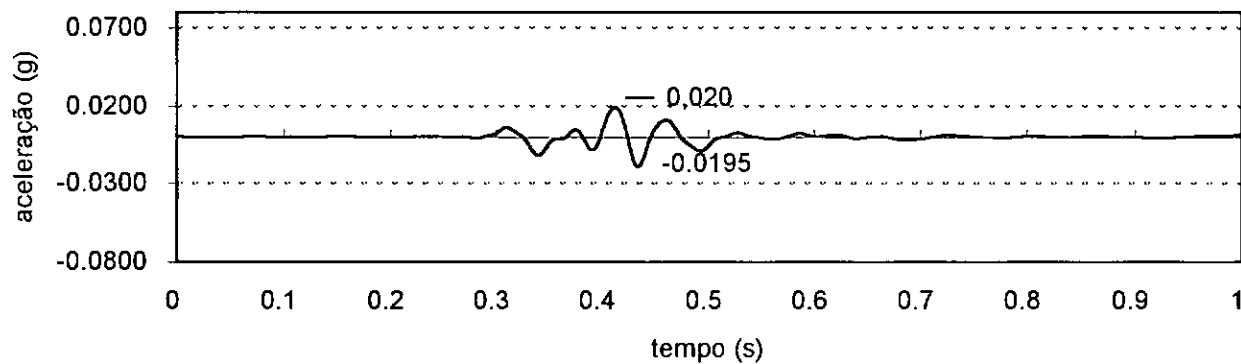
Obra Jacaré Velocidade Canal 3 (y)
Medições no terreno P293-11m pos.3



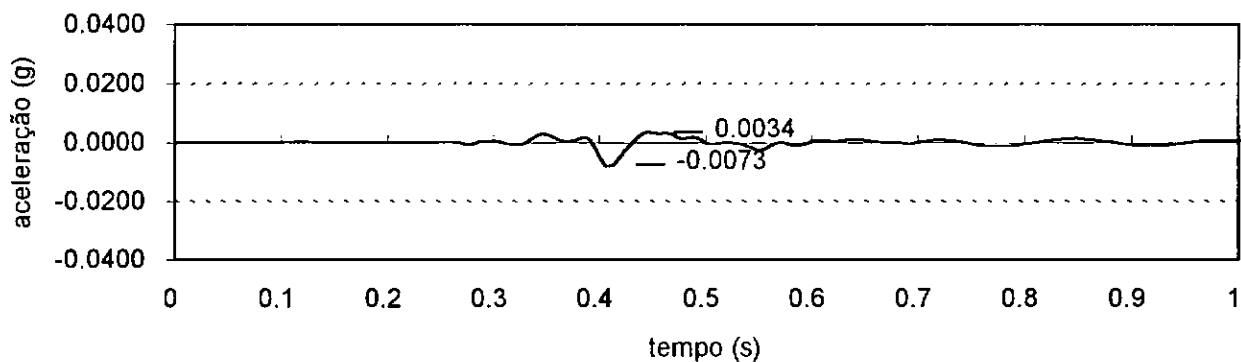
Obra Jacaré - Aceleração - Canal 1 (x)
Medições no terreno P265 -11,0m pos.4



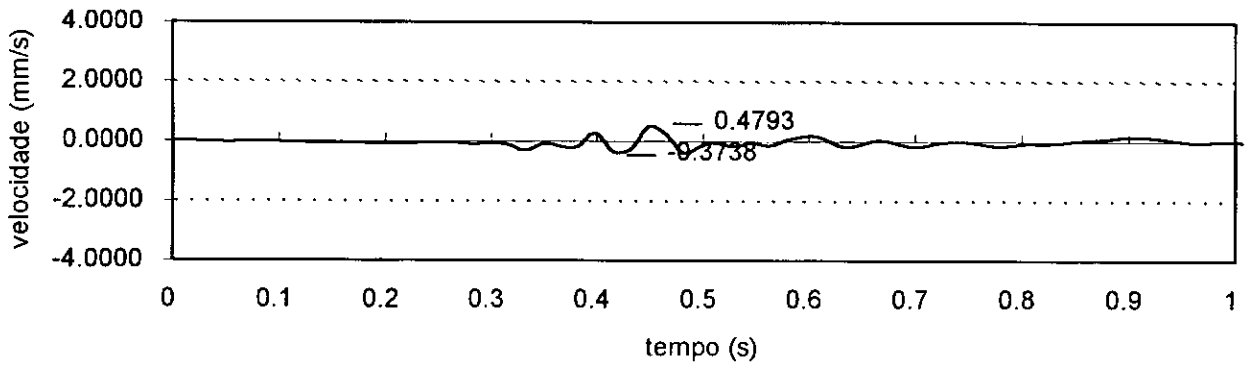
Obra Jacaré - Aceleração - Canal 2 (z)
Medições no terreno P265 -11,0m pos.4



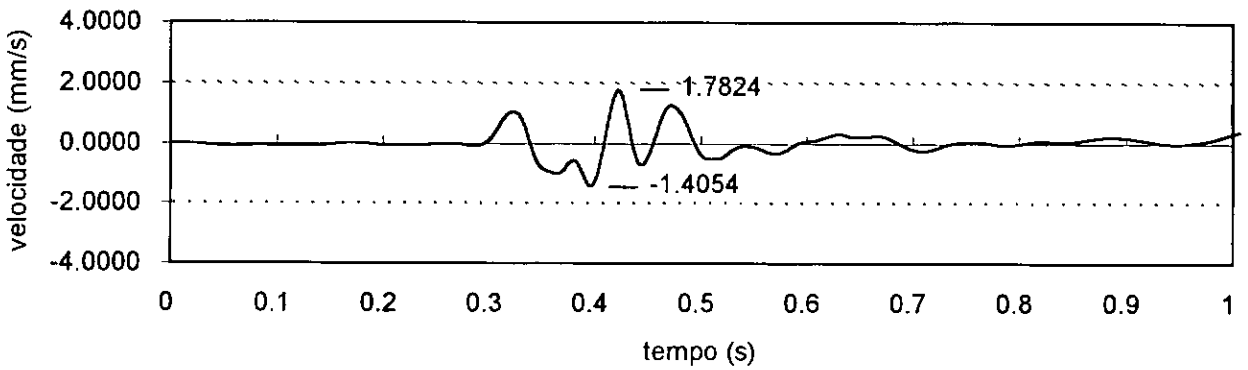
Obra Jacaré - Aceleração - Canal 3 (y)
Medições no terreno P265 -11,0m pos.4



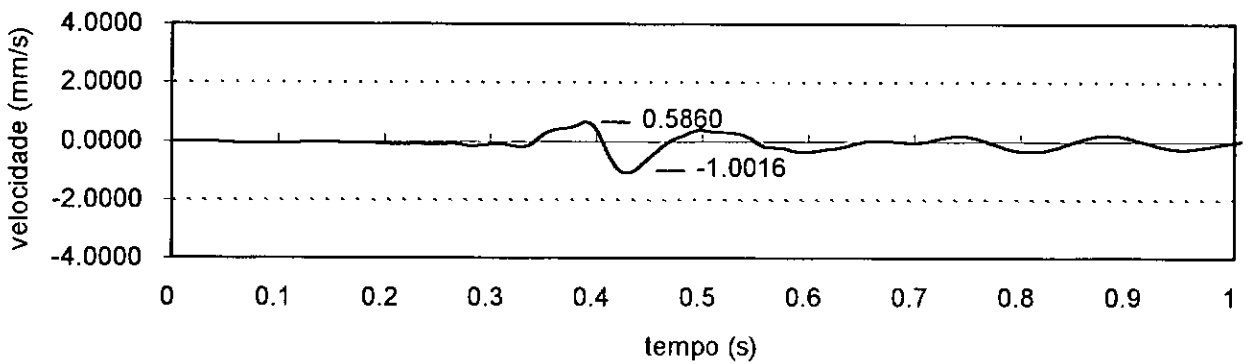
Obra Jacaré - velocidade Canal 1 (x)
Medições no terreno P265 -11,0m pos.4



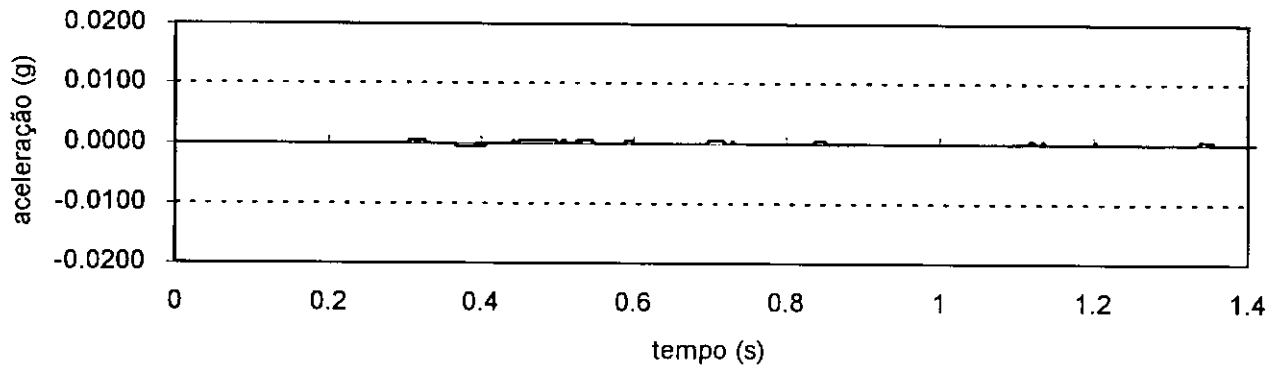
Obra Jacaré - velocidade Canal 2 (z)
Medicoes no terreno P265 -11,0m pos.4



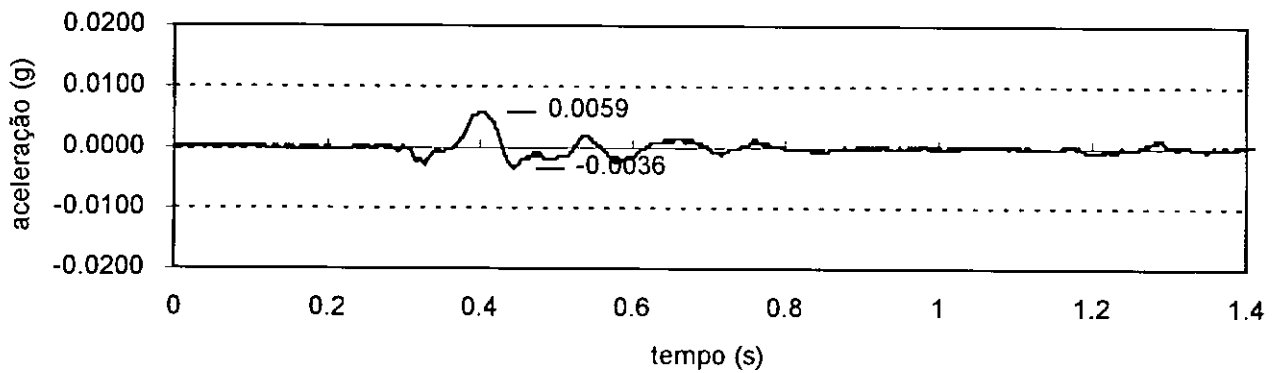
Obra Jacaré - velocidade Canal 3 (y)
Medicoes no terreno P265 -11,0m pos.4



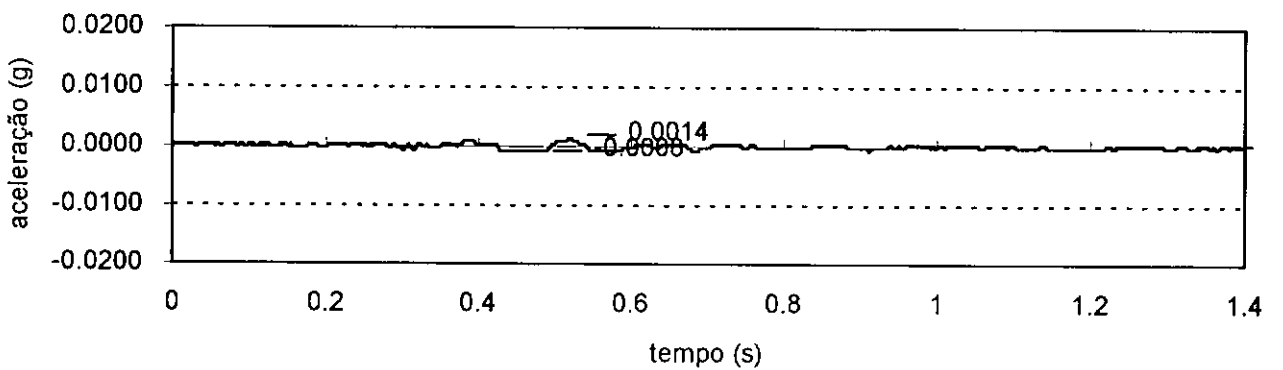
Obra D. Mariana Aceleração Canal 1 (x)
P6A - 11,0 m Acelerômetro posição 2



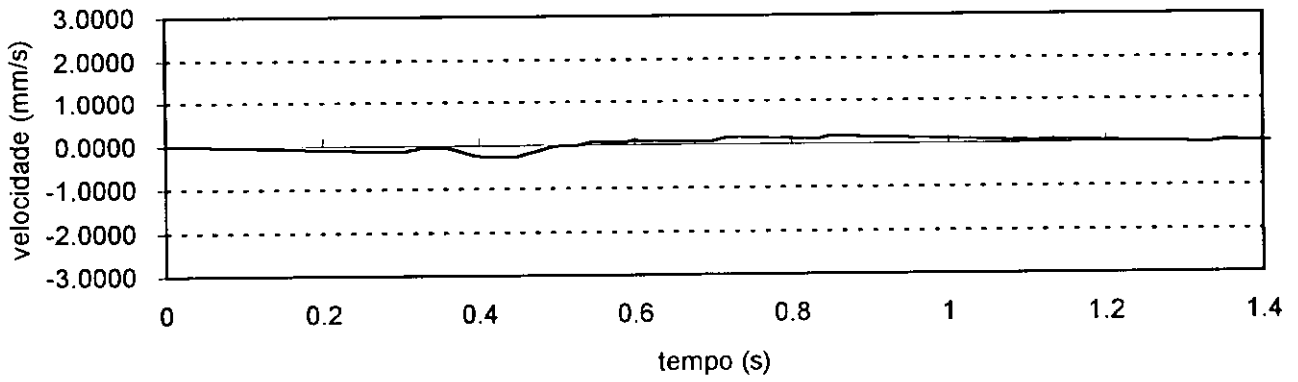
Obra D. Mariana Aceleração Canal 2 (y)
P6A - 11,0 m Acelerômetro posição 2



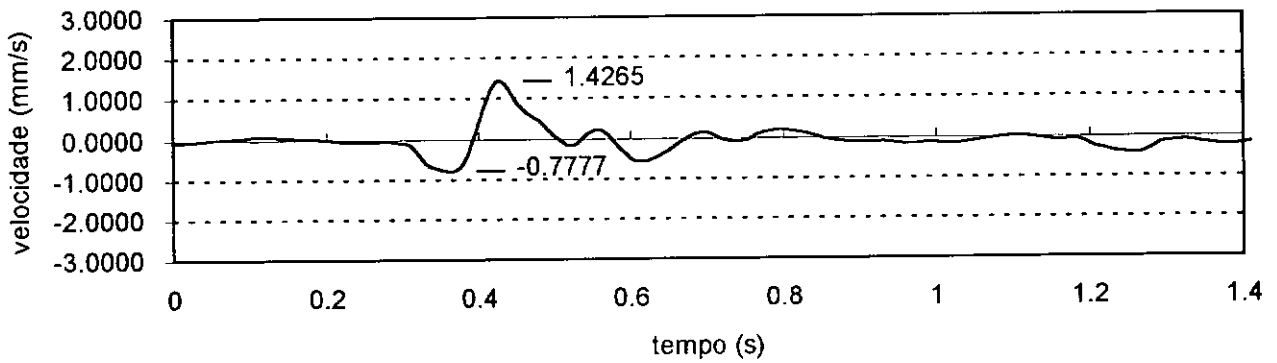
Obra D. Mariana Aceleração Canal 3 (z)
P6A - 11,0 m Acelerômetro posição 2



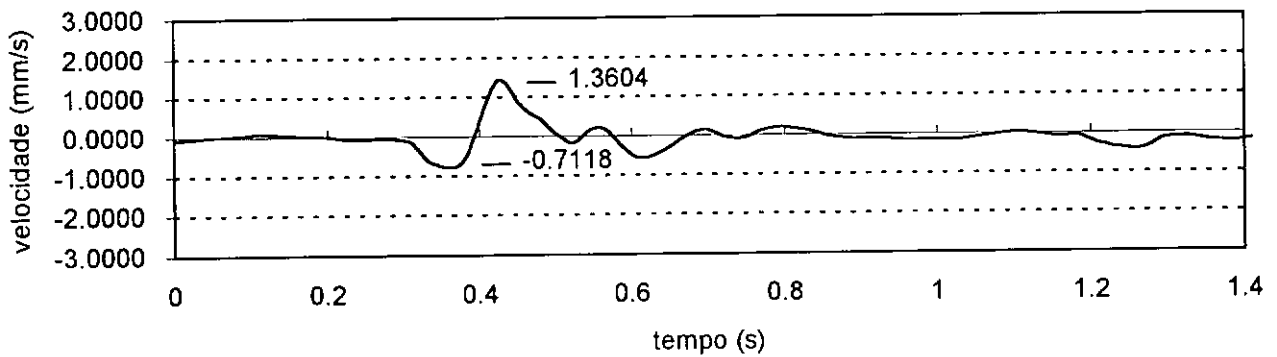
Obra D. Mariana Velocidade Canal 1 (x)
P6A - 11,0 m Acelerômetro posição 2



Obra D. Mariana Velocidade Canal 2 (y)
P6A - 11,0 m posição 2



Obra D. Mariana Velocidade Canal 3 (z)
P6A - 11,0 m Acelerômetro posição 2



Capítulo 5

Análise dos Resultados

No presente capítulo é feita uma análise comparativa dos resultados obtidos em campo com fórmulas e valores sugeridos por normas apresentados no capítulo 2.

5.1 - Comparação dos valores obtidos no campo com os dados da literatura técnica.

São mostrados na tabela 5.1 os valores de amplitude de frequência e velocidade (medida do zero ao pico máximo) referentes à monitoração de uma estaca de cada obra, com acelerômetros colocados nas estruturas bem próximos ao terreno. Estes valores serviram de base para o estudo dos efeitos das vibrações oriundas da cravação de estacas em estruturas e pessoas.

Obra	frequência (Hz)			velocidade (mm/s)		
	x	y	z	x	y	z
Marquês de Olinda	10	8,75	10	0,783	2,73	0,671
Jacaré	13	10	15	1,13	1,12	1,87
D.Mariana	-	5	5	-	1,52	1,4

Tabela 5.1 - Valores de frequência e velocidade

Conforme visto no capítulo 2, a Norma Portuguesa recomenda que o valor da ppv não seja superior ao valor limite v_L , definido pela equação 2.28.

Tem-se para a estaca P20 da obra da rua Marquês de Olinda, com acelerômetro numa distância radial de aproximadamente 9m e profundidade de 25m uma camada de areia medianamente compacta:

$$ppv = \sqrt{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2} = \sqrt{0,783^2 + 2,73^2 + 0,671^2}$$

$$ppv = 2,92\text{mm/s ou } 0,0029 \text{ m/s}$$

$$v_L = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot 10^{-2}$$

De acordo com as tabelas 2.6, 2.7 e 2.8, $\alpha=1$, $\beta=1$ e $\gamma=0,7$, respectivamente.

$$v_L = 1 \times 1 \times 0,7 \times 10^{-2} = 0,007\text{m/s}$$

Sendo, v_L maior que ppv, observa-se que, de acordo com a norma Portuguesa, este valor não pode causar danos à estrutura, o que não correspondeu com a realidade.

O BRE Digest (1983), sugere valores de K (conforme visto no capítulo 2 item 2.6.1) para avaliação do grau de percepção da vibração em pessoas (tabela 2.3). Na obra da rua Marquês de Olinda obteve-se, para um deslocamento de 0,0424mm (tabela 4.1) e frequência de 10Hz, um valor de $K = 1,50$, o que corresponde a um grau de percepção próximo do **facilmente perceptível**, e equivale no ábaco de Sensibilidade Humana segundo Reiher-Meister (figura 2.15) a uma **sensação aborrecedora**. Segundo Bendel, 1935 (figura 2.14) esta vibração não chega a ser percebida. Resultado este que não condiz com os resultados encontrados. No ábaco da figura 2.18 (Massarsch, 1983) esta vibração causa uma **sensação perturbadora** nas pessoas e **rachaduras em antigas construções**.

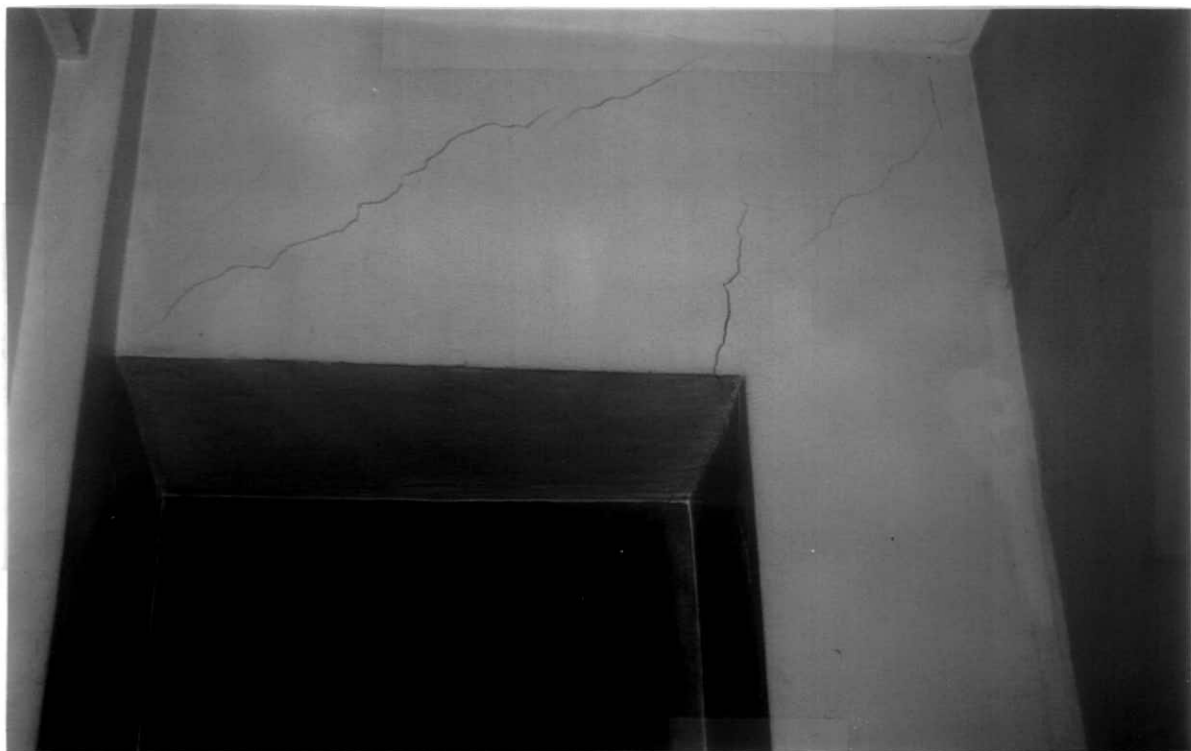
A obra da Marquês de Olinda foi, dentre as três, a que mais registrou reclamações, por parte da vizinhança, relativas a ruídos e

vibrações. As moradoras do convento e os funcionários da FEMAR chegaram a manifestar receio de que, com tanta vibração, pudessem ocorrer danos irreparáveis às estruturas de suas respectivas edificações.

De fato, nesta obra observaram-se danos na construção vizinha situada nos fundos (Colégio da Imaculada Conceição), decorrentes de recalques provocados pela compactação da camada superior de areia por efeito das vibrações. Nas fotografias 5.1, 5.2 , 5.3 podem ser vistos os efeitos do recalque no Colégio da Imaculada Conceição e na FEMAR.



Fotografia 5.1 - Rachadura no Colégio da Imaculada Conceição



Fotografia 5.2 - Rachadura no Colégio da Imaculada Conceição



Fotografia 5.3 - Rachadura na calçada da FEMAR

No caso da estaca estaca P151 da obra do rio Jacaré a fonte de vibração encontra-se a 11,5m de profundidade, em uma camada de areia média e grossa, pouco argilosa, com pedregulhos, medianamente compacta. A distância radial é de 7m da fonte e o acelerômetro foi fixado no primeiro pavimento do prédio vizinho, próximo às fundações. O valor de deslocamento obtido foi de 0,0238mm (tabela 4.2), na direção vertical, com ppv igual a 0,0025m/s e v_L igual a 0,0035m/s. De acordo com a norma Portuguesa, sendo v_L maior que ppv, não deveria ocorrer danos à estrutura, fato este verificado. Segundo Bendel (1935), a vibração não atinge níveis perceptíveis por pessoas, contrariando a realidade. As pessoas sentiram-se bastante incomodadas com a vibração. Oposto a Bendel, o ábaco da figura 2.18 (Massarsch, 1983) a qualifica como uma vibração **detectável**, podendo ocasionar **rachaduras em construções antigas**.

O valor de K, neste caso, é igual a 0,84 podendo assim ser definida a vibração pelo critério da DIN 4150 entre os graus **perceptível** e **facilmente perceptível**. No ábaco de Reiher-Meister a vibração é classificada como **claramente perceptível**.

Nesta obra, embora as pessoas se sentissem bastante incomodadas com a vibração, houve poucos danos às construções vizinhas, apesar destas se encontrarem em mau estado de conservação. É importante registrar-se que, segundo informações obtidas no local, a maior parte das construções vizinhas era estaqueada.

Com exceção da fase inicial dos serviços de estaqueamento, conforme comentado no item 3.5, a vizinhança da obra da rua D. Mariana foi pouco afetada pelas vibrações decorrentes das cravações de estacas. Para esta análise, considera-se a estaca P6A, no momento em que a cravação do tubo atingiu a profundidade de 11m (argila rija). O ponto de medição situa-se a uma distância radial de 4,67m

da fonte de excitação. O valor da ppv é igual a 0,0021mm/s, e para v_L obtém-se o valor de 0,0070m/s. Como v_L é menor que ppv, pela norma Portuguesa, não deve haver preocupação quanto à ocorrência de danos à estrutura. O ábaco da figura 2.18 (Massarsch, 1983) mostra que a vibração é **detectável** por pessoas e que pode ocorrer **possíveis danos** à estrutura.

A amplitude do deslocamento é de 0,035mm (tabela 4.3), conduzindo a $K = 0,45$. Consequentemente, esta vibração situa-se na faixa entre **pouco perceptível** e **perceptível**. Pelo ábaco de Reiher-Meister a vibração é classificada como **claramente perceptível**.

Os valores acima encontrados não condizem com as observações de campo. Isto se deve ao fato de que tanto a fórmula para K quanto o ábaco de Reiher-Meister levam em conta a amplitude de deslocamento que, como já foi explicado no capítulo anterior, não é inteiramente confiável.

Os métodos de avaliação que levam em conta o valor da ppv, foram os que mais se aproximaram das observações de campo, pois os demais métodos de avaliação de risco empregam valores de deslocamento, de são de difícil obtenção, no caso deste trabalho, conforme já mencionado.

5.2 - Medições no terreno

Para se estudar o caso de atenuação da amplitude das ondas com a distância emprega-se neste trabalho a fórmula proposta por

Bornitz (1931), para o caso de propagação de ondas em um semi-espaço elástico. A equação (2.25) é apresentada no capítulo 2.

A constante n depende do tipo de onda e da fonte, e a constante β depende das características mecânicas do solo. As tabelas 2.1 e 2.2 apresentam conjunto de valores para determinação dessas constantes. Neste trabalho investigou-se a propagação da onda no terreno apenas na obra do rio Jacaré. Os resultados estão apresentados sob a forma de gráfico razão de amplitude \times distância radial (figura 5.1). Com esses dados, foram obtidos os valores das constantes n e β através de regressão não-linear, utilizando-se o programa Statgraphics Plus (versão 6.0). Os valores encontrados de n e β são 1,47 e 0,018, respectivamente.

Apesar da dificuldade em se prever a propagação das vibrações no solo, devido a não homogeneidade e não isotropia do terreno, a fórmula proposta por Attewell & Farmer (1973) para estimar a velocidade de pico da partícula (equação (2.29)) se mostra bastante coerente com os resultados obtidos neste trabalho. Através desta análise de resultados pode-se verificar a validade da curva limite no caso de solos moles. A constante de proporcionalidade C adotada para solos moles e fofos é de 0,25. Conforme sugerido por Attewell e Farmer (1973), os gráficos são plotados em escala logarítmica com ppv no eixo das ordenadas e a grandeza $E^{0.5}/r$ no eixo das abscissas, sendo E a energia de cravação da estaca e r a distância radial (figura 5.2).

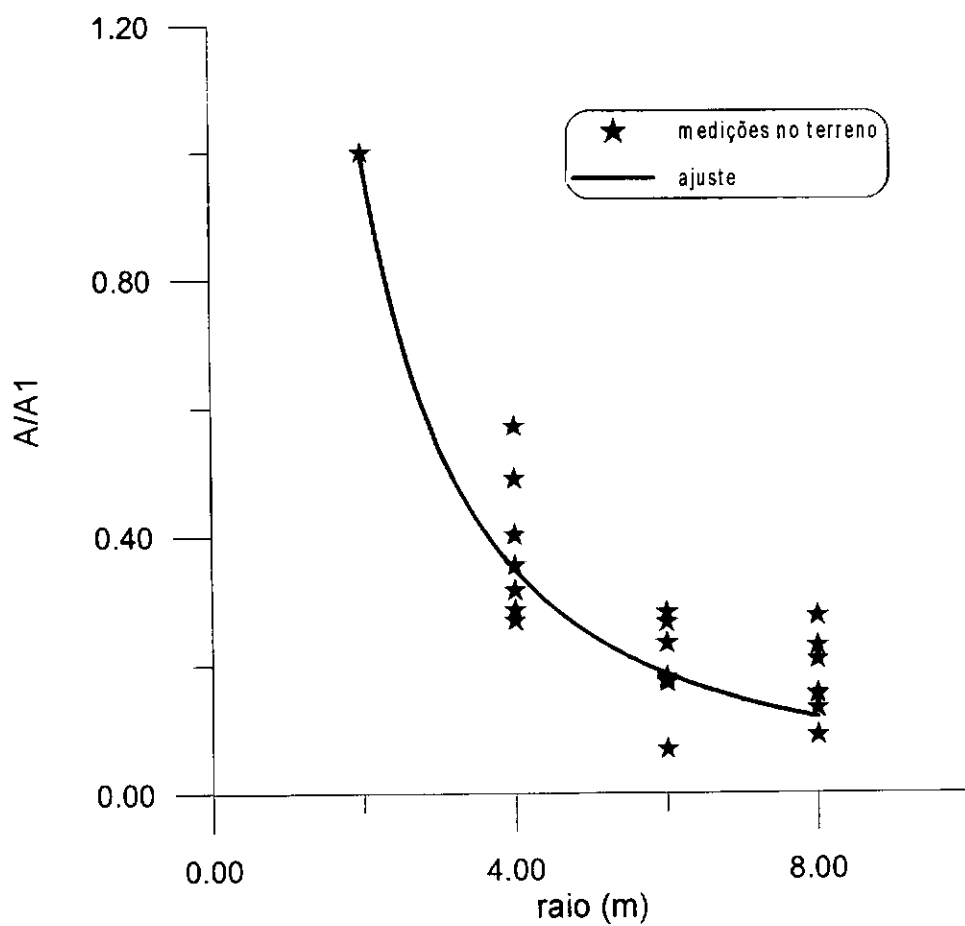


Figura 5.1 - Atenuação das amplitudes

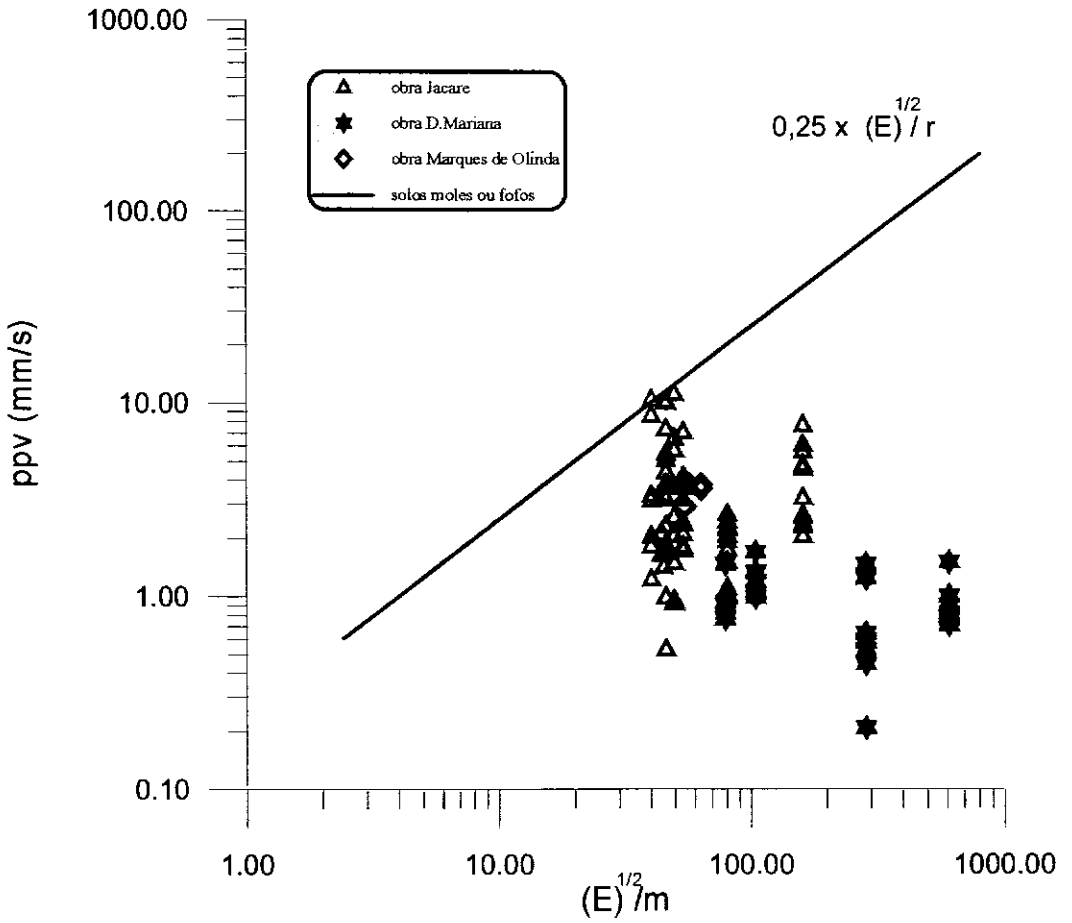


Figura 5.2 - Dados de campo e curva limite superior segundo Attewell & Farmer (1973)

Capítulo 6

Observações Finais, Conclusões e Sugestões para Pesquisas Futuras

- Observações Finais

As vibrações produzidas por cravação de estacas, por consistirem em ameaça à integridade das construções vizinhas e em incômodo a seus ocupantes, têm despertado bastante atenção da sociedade.

Em janeiro de 1996 começou a ser elaborado um novo decreto lei, na cidade do Rio de Janeiro, que se propõe a regulamentar a questão de poluição sonora, impondo para o caso de obras um controle mais rigoroso, além de incluir limites para vibrações.

A lei em vigor ignora a existência de vibrações causadas por máquinas e motores, e assim, nenhuma providência pode ser legalmente tomada para casos de, por exemplo, máquinas que produzem ruído, registrado pelo decibelímetro, abaixo do limite tolerado, mas geram vibrações insuportáveis. O novo decreto trará um artigo só para vibrações.

Segundo se tem notícia, há uma tendência da nova legislação em limitar o horário para cravação de estacas, em obras de grande porte, entre 9:00h e 16:00h e estabelecer que a área em torno do ponto de cravação deverá antes ser escavada até uma profundidade de 1,5m, criando-se assim uma trincheira para isolar a vibração.

- *Conclusões*

Todos os resultados obtidos em campo se encontram dentro dos limites toleráveis por Normas. Pelo gráfico da figura 5.2, pode-se observar que tais valores situam-se abaixo do limite superior proposto por Attewell & Farmer (1973).

Os efeitos das vibrações medidas nas obras em estudo foram mais significativos para os ocupantes do que para as estruturas das construções vizinhas.

A execução das fundações da obra situada na rua Marquês de Olinda foi, dentre as três em estudo, a que mais provocou danos às construções vizinhas. O Colégio da Imaculada Conceição, datado de meados do século passado e composto por quatro pavimentos, foi a construção mais afetada pelas vibrações. Rachaduras e trincas foram detectadas em todos os pavimentos. Tal fato pode ser explicado pela ocorrência de recalques decorrentes da compactação da camada superior de areia.

Os métodos de avaliação de riscos provenientes dos efeitos de vibração mais indicados são aqueles que utilizam valores de aceleração e velocidade na medida em que os deslocamentos, por serem inferidos a partir de uma segunda integração, apresentam um maior acúmulo de erros que podem comprometer a confiabilidade de seus valores.

No capítulo de análise dos resultados, verifica-se que a Norma Portuguesa, baseada na DIN 4150, chega a valores mais próximos das medições de campo sendo, portanto, a que melhor avalia o efeito das vibrações.

- Sugestões para Pesquisas Futuras

Segue-se como pesquisas futuras para avaliação dos efeitos de vibrações:

- Medições de vibrações no terreno em solos unicamente arenosos;
- Medições de vibrações em estruturas sobre solos arenosos;
- Monitoração de obras através de instrumentos que meçam, simultaneamente, aceleração, velocidade e deslocamento;
- Estudo da eficiência de trincheiras e outras técnicas de isolamento passivo;
- Instrumentação que incluisse também a monitoração da estaca de modo a se avaliar as perdas de energia e, conseqüentemente, a parcela efetivamente transmitida à estaca e, conseqüentemente ao solo;
- Métodos devem levar em conta também estado das construções vizinhas, tipo e profundidade das fundações, etc. Fazer registro minucioso e vistoria às obras vizinhas antes e após a vibração;
- Medição de vibrações provocadas por diferentes tipos de estacas, como perfis metálicos e estacas tipo Franki de ponta aberta (num mesmo local).

ATTEWELL, P. B.; Farmer, W. I., 1973, Attenuation of Ground Vibrations from Pile Driving, *Ground Engineering*, July, Vol 6.

BENDEL, L., 1935, *Bestimmung der Grosse und Art der Erschutterungen berm Rammen von Pfahlen*, Schweizerische Bauzeitung, V. 105, n° 15.

BESKOS, D. E., Dasgupta, B., and Vardoulakis, I. G., 1986, *Vibration Isolation Using open or Filled Trenches. Part I: 2-D Homogeneous Soil*, Int. Journal of Computational Mechanics, to appear n° 1.

BOYLE, S. 1990, The Effects of Piling Operations in the Vicinity of Computing Systems, *Ground Engineering*, June.

BRE Digest, 1983, *Vibrations: Building and Human Response*. Building Research Establishment Digest, October, n°278.

BS-5228, 1992, *Code of Practice for Noise and Vibration Control Applicable to Piling Operations*, British Standard, Parte 4.

CLOGH G.M. and Chameau J.L., 1980, *Mesured Effects of Vibratory Sheet Pile Driving*, ASCE, October GR1.

DAWANCE, G. and Seuin, M., 1966, Effects of Vibrations on Building, *Vibration in Civil Engineering*, London

DIN 4150 - Parte-3, 1975, *Proteção contra Tremor e Isolação contra Vibração*

FOURY, G., 1952, Vibrations et Fondations Antivibratiles, *La Technique des Travaux*, pp 183-192.

GROSE, W. J. 1986, Driving Piles Adjacent to Vibration-Sensitive Structures - A Case History, *Ground Engineering*, May 1986.

MALLARD, D.J. and Bastow, P., 1979, Some Observations on the Vibration Caused by Driving Piles, ICE Conf. *Recent Development in the Design and Construction of Piles*, London.

MARTIN, D.J. 1980, Ground Vibrations from Impact Pile Driving during Road Construction, *TRRL Supplementary Report 544*.

MASSARSCH, K. R., 1983, Vibration Problems in Soft Soil, *Recent Developments in Laboratory and Field Tests and Analysis of Geotechnical Problems*, Bangkok.

MASSARSCH, K. R., 1985, *Vibrationsisolering I Jord*, JOB Report, Royal Institute of Technology, KTH Dept. of Soil and Rock Mechanics, Stockholm.

MASSARSCH, K. R., 1986, Isolation of Vibrations in Soil, *Franki International Technology Report*, Belgium.

NAKAO, R., 1980, *Aplicação da equação. da Onda na Análise do Comportamento de Estacas Cravadas*, Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ.

NÁPOLES, A. D. F. Neto, 1943, *Vibrações e Trepidações dos Solos*, Seção de Solos e Fundações do IPT.

Norma Portuguesa I-1605, *Avaliação da Influência em Construções de Vibrações Provocadas por Explosões ou Solicitações Similares*.

PRANGE, B., 1985, *Screening Mattress System Massarsch and Screening Efficiency*, Internal Report Franki International, Liège, Belgium.

RICHART, F. E., Jr., Hall, J. R., Jr. and Woods, R. D. 1970, *Vibrations of Soil and Foundations*, Prentice-Hall, New Jersey.

SRINIVASULU, P.; Vaidyanathan, C. V., 1976, *Handbook of Machine Foundations*, McGraw-Hill, India.

STUDER, J. and Suesstrunk, A., *Swiss Standard for Vibrational Damage to Buldings* pp 307-312

THOMSON, W. T., 1972, *Theory of Vibration with Applications*, Prentice-Hall, New Jersey

WARBURTON, G.B., 1966, *Transmission of Vibrations*, *Vibration in Civil Engineering*, London.

WHYLEY, P.J. and Sarsby, R.W. 1992, Ground Borne Vibration from Piling *Ground Engineering*, May.

WISS J. E., 1981, *Construction Vibrations: State of the Art*, ASCE Vol 107, GT2, February.

WOODS, R. D., 1968, *Screening av Surface Waves in Soils*, Journal Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings ASCE, Vol. 94, n° SM4, July, s. 951-979.

Apêndice A

Table 3. Summary of case history data on vibration levels measured during impact bored piling (tripod)

Ref. No.	Year and location	Soil conditions	Pile dimensions	Mode	Measured peak particle velocity (p.p.v.) at various plan distances						Remarks	
					Theoretical energy per blow	Plan distance	p.p.v.	Plan distance	p.p.v.	Plan distance		p.p.v.
1	1971 London EC2	Made ground/gravel/London clay	Depth 12 m	Boring	N/R	m 0.9	mm/s 3.9*	m 2.4	mm/s 1.6*	m 3.7	mm/s 1.1*	Measured on ground next to 17th century church
2	1972 London SW1	Made ground/soft clay/ballast/London clay	500 mm ϕ depth N/R 600 mm ϕ depth N/R	Driving casing Base ramming gravel	N/R	2 1.5	3.3* 6.2*	6 3	1.8* 1.9*	6	0.5*	Horizontal radial measurements
3	1973 London EC2	Made ground/peat/gravel/London clay	500 mm ϕ , 20 m depth	Driving casing	N/R	2.5	2.8					Measured on 17th century church
4	1974 Dundalk (Louth)	Soft silts/gravels/boulders	N/R	Driving casing	N/R	1.5	2.4					Cracking of adjacent property owing to loss of ground prior to piling
5	1980 Luton (Beds)	Ballast/chalk	600 mm ϕ 8.5 m depth	Initial boring	N/R	10	0.7					Shored retaining wall in poor condition
6	1980 York (N. Yorks)	Rubble with obstructions/soft silty clay/stiff clay	450 mm ϕ 10.5 m depth	Boring Driving casing Driving casing against obstruction	N/R N/R N/R	1 1.2 1.2	8 4 16	2.5	4	8	2	Adjacent structures elderly with existing cracks
7	1981 Berwick-upon-Tweed (Northumberland)	Tarmac/soft sandy Silty clay/sandstone bedrock	450 mm ϕ 4 m to 8 m depth	Boring through tarmac Boring obstruction (boulder)	N/R N/R	6 6	6.5 4.25	20	0.7			Vertical 4 mm/s at 6 m. Vertical component only measured
8	1982 Stockton-on-Tees (Cleveland)	Fill including timbers/sand/boulder clay	450 mm ϕ 13 m to 18 m depth	Driving casing Boring through obstruction	N/R N/R	2.5 4	8 8	3.5 6.5	4 4	8 11	2 2	Old buildings (one listed) adjacent to site
9	1982 London SW1	Fill/sandy silt/wet ballast/London clay below 9 m	600 mm ϕ , 12 m depth	Boring	N/R	1.5	2.2					Near to a telephone exchange Trial borings (pre-contract)

Table 3. Summary of case history data on vibration levels measured during impact bored piling (tripod) (continued)

Year and location	Soil conditions	Pile dimensions	Mode	Measured peak particle velocity (p.p.v.) at various plan distances							Remarks
				Theoretical energy per blow	Plan distance	p.p.v.	Plan distance	p.p.v.	Plan distance	p.p.v.	
					m	mm/s	m	mm/s	m	mm/s	
1982 Bristol (Avon)	Soft silts overlying sandstone	500 mm ϕ and 600 mm ϕ 3 m to 12 m depth according to rockhead. 1.5 m penetration rock sockets	Boring	N/R	4.5	8	7	2.7	12	1.8	Medieval listed buildings adjacent to site After pre-drilling rock
			Chiselling	N/R	4.5	12	10	7	12	3	
			Driving casing	N/R	4.5	4		12	2.5		
			Boring	N/R	4.5	2.6	7.5	2.1			
			Chiselling	N/R	4.5	6.5	8	1.7			
1982 Halifax (W. Yorks)	Loose rock fill over weathered rock over rock	500 mm ϕ 15 m to 17 m depth	Boring	N/R	10	0.8	25	0.65	48	0.45	Sensitive industrial process in adjacent building
			Base ramming Rockfill	N/R	10	1.5	15	1.3	30	1.2	
1983 Swansea (W. Glamorgan)	Made ground/dense sands and gravels with cobbles and boulders	500 mm ϕ 4.5 m depth	Driving casing	N/R	1	10	10	0.85			Measured on adjacent commercial building
			Boring	N/R	1	9.8	11	0.75			
			Driving casing	N/R	7	6.4	11	1.5			Measured on road surface above 19th century sewer
			Boring	N/R	7	6.6	14	1.4			
1983 Lincoln (Lincs)	Backfilled quarry-grouted stiff sandy clay and limestone blocks/lia clay below 6 m	500 mm ϕ 12 m to 15 m depth	Base ramming	N/R	4.5	22.2	20	1.6			
			Initial boring	N/R	4.5	12.4	20	0.73			
			Driving casing	N/R	4.5	3.3	20	0.41			
			Clay boring	N/R	4.5	0.75	20	0.16			
1983 London EC3	Backfilled sand/soft sandy soil/ballast becoming dense with stones/London clay below 8.7 m	600 mm ϕ 23 m to 25 m depth	Boring	N/R	0.7	9.5	5	3.7			Measured on retained facades Different pile position
			(obstruction)	N/R	8	8.9					
			Boring (stones) Driving casing	N/R	0.7	11.5	5	4.5	8 ⁹¹	4.9 ⁹¹	

Table 3. Summary of case history data on vibration levels measured during impact bored piling (tripod) (concluded)

Ref. No.	Year and location	Soil conditions	Pile dimensions	Mode	Measured peak particle velocity (p.p.v.) at various plan distances							Remarks
					Theoretical energy per blow	Plan distance	p.p.v.	Plan distance	p.p.v.	Plan distance	p.p.v.	
15	1984 Guildford (Surrey)	Surface crust/very soft clay/sands and gravels/clay horizon between 5 m and 8.5 m	450 mm ϕ 12.5 m depth	Initial boring through crust	N/R	m	mm/s	m	mm/s	m	mm/s	Sensitive equipment in adjacent building (protected by cut-off trench)
				Driving casing Boring soft clay	N/R N/R	2.5 3.5	10.4 5.5 1.1	3.5 3.5 7	12.3 5.3 0.8	7 7	6.5 3.6	
16	1984 London EC2	Made ground/dense ballast/London clay below 5.5 m	600 mm ϕ 22 m depth	Driving casing	N/R	3	7.1	5.5	2.3	10§	0.9§	Measured on retained facade
				Boring casing	N/R	3	4.1	5.5	1.6	10§	0.86§	
				Shaking clay out of pump	N/R	3	7.5	5.5	0.75	10§	0.45§	
				Boring brick work obstruction	N/R	6	8.6	9	2.6	13§	1.5§	
17 ♦	1985 London EC3	Made ground/dense ballast/London clay below 6.5 m	500 mm ϕ 8 m depth	Driving casing 2 rigs (2nd at 10 m)	N/R	4	2.5				Trial borings Computer equipment beyond party wall	

Apêndice B - Sondagens

Sondagem - Obra R. Marquês de Olinda

CLASSIFICAÇÃO

DIAGRAMA DAS PENETRAÇÕES

— 30 cm finais
- - - 30 cm iniciais

Nº de quedas
10 20 30

+ 0.90 (Base do furo)
↓

PENETRAÇÃO OUZ DAS PÁRA DE 30 cm (PENET)	NIVEL STRIADA	PROFUNDIDADE (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	DIAGRAMA DAS PENETRAÇÕES
2/30	197			1	ARGILA ARENOSA MUITO MOLE AMARELA	
7/30		2.40	-1.50	2		
9/30				3	AREIA FINA E MEDIA MEDIANAMENTE COMPACTA CINZA C/ CONCHAS	
9/30				4		
9/30		-5.00	-4.10	5		
8/30				6		
9/30				7	AREIA FINA POUCO COMPACTA E FOFA CINZA.	
5/30				8		
2/30				9		
4/30				10		
10/30				11		
9/30				12		
6/30				13		
7/30		-14.00	-13.10	14	ARGILA ARENOSA MEDIA CINZA CLARA	
9/30				15		
9/30				16		
10/30				17		
11/30				18		
18/30		-19.15	-18.25	19	AREIA FINA E MEDIA MEDIANAMENTE COMPACTA AMARELA E CINZA	
8/30		20.00	19.10	20	ARGILA POUCO ARENOSA MEDIA CINZA	
		20.45	19.55			

CONT. FL. SEGUINTE

Sondagem com retirada de amostras
Revolução: 9 = 2 1/2 Amostrador padrão 5" x 2"
Peso do martelo: 65 kg. Altura de queda: 75 cm.

Cotas referidas a R.N.º 000
meio fio

(Nº) número de quedas
para os 30 cm iniciais

CLASSIFICAÇÃO

DIAGRAMA DAS PENETRAÇÕES
 — 30 cm finais
 - - - 30 cm iniciais

PERFURAÇÃO QUE DÁ LUGAR AO 30 CM. FINAIS	NÍVEL SUPERIOR	PROFUNDIDADE (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Nº de quedos
						10 20 30
			-19.10		CONT.F. 4	
7/30				21	ARGILA POUCA ARENOSA MEDIA CINZA	5
7/30				22		6
7/30				23		6
8/30				24		6
16/30	-25.00	-24.10		25	AREIA FINA E MEDIA MEDIANAMENTE COMPACTA CINZA CLARA E AMARELA	13
13/30				26		13
7/30	-27.00	-26.10		27	AREIA FINA E MEDIA ARGILOSA POUCA COMPACTA CINZA CLARA	8
10/30				28		6
11/30				29	SILTE ARENOSO MEDIANAMENTE COMPACTA A MUITO COMPACTA AMARELA C/VEIOS CINZA MICACEO (SOLO RESIDUAL)	7
12/30				30		10
12/30				31		9
20/30				32		15
29/30				33		18
28/30				34		19
31/30				35		19
42/30				36		25
56/30				37		37
50/30				38		30
46/30				39	27	
49/30				40	36	
54/30				41	42	
64/30	-42.45	-41.55		42		42

LIMITE DA PERFURAÇÃO

Sondagem com retirada de amostras
 Roteamento: $\phi = 2\frac{1}{2}$ Amostrador padrão $\phi = 2$
 Peso do martelo: 65 kg. Altura do queda: 75 cm.

Cotas referidas a RN = CDO
 meio fio

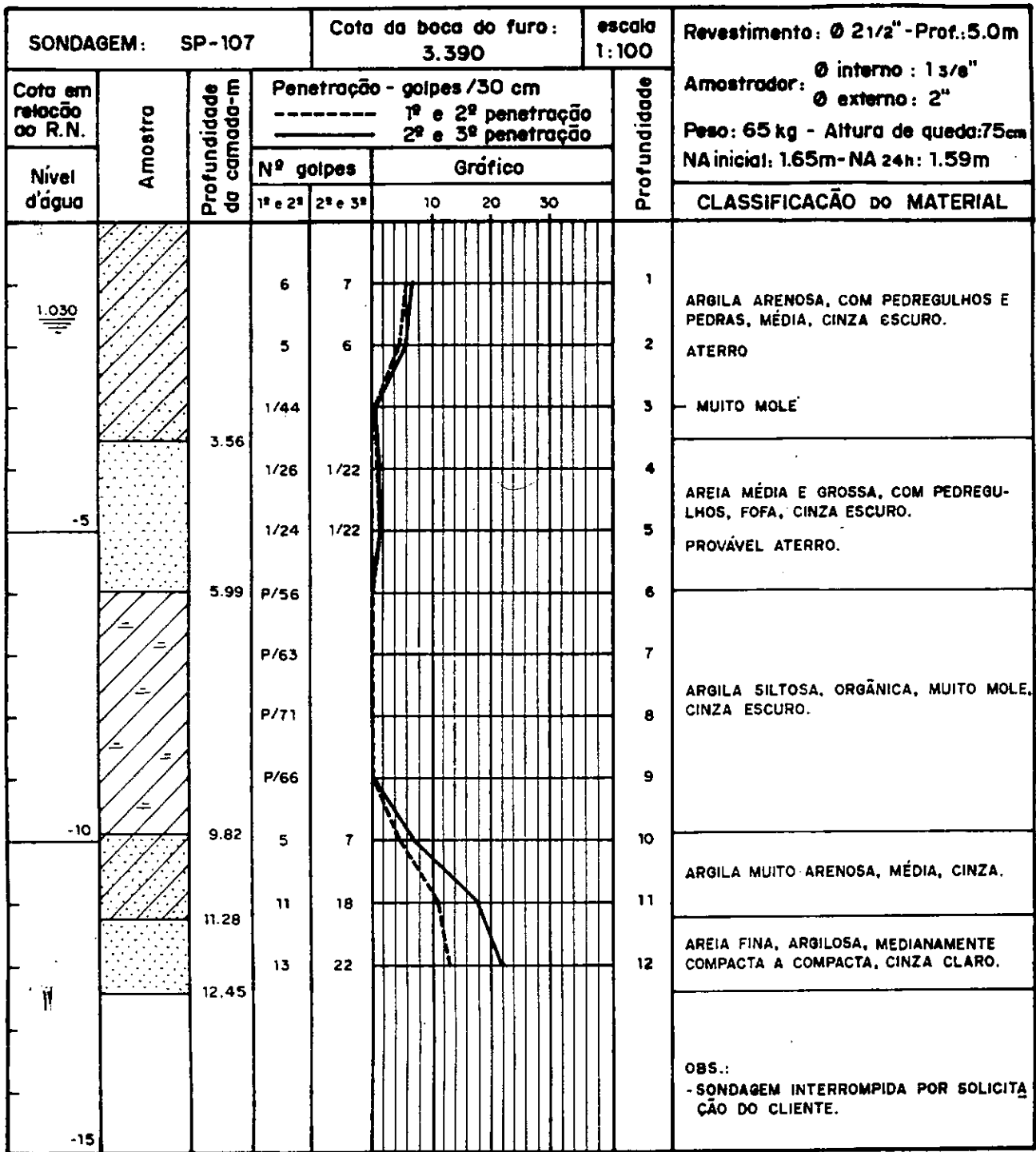
(Nº) número de quedos para os 30cm iniciais

Sondagem - Obra Canalização rio Jacaré

SONDAGEM: SP-104		Cota da boca do furo: 3.390		escala 1:100		Revestimento: Ø 2 1/2" - Prof.: 5.5m				
Cota em relação ao R.N.		Amostra	Profundidade da camada-m	Penetração - golpes/30 cm		Profundidade	Amostrador: Ø interno: 1 3/8" Ø externo: 2"			
Nível d'água	Nº golpes			Gráfico			Peso: 65 kg - Altura de queda: 75cm	NA inicial: 1.12m - NA 24h: 1.15m		
	1ª e 2ª			2ª e 3ª	10				20	30
2.240			5	8		1	AREIA MÉDIA E GROSSA, SILTO-ARGILOSA, COM PEDREGULHOS, PEDRAS E PEDACOS DE TIJOLOS, POUCO COMPACTA, CINZA ES CURA.			
			3	5		2	ATERRO			
			5	7		3				
			6	9		4	AREIA MEDIA E GROSSA, POUCO ARGILOSA COM PEDREGULHOS, MEDIANAMENTE COM-PACTA E POUCO COMPACTA, CINZA ESCU-RO.			
-5			5	7		5				
			P/46			6				
			P/55			7				
			P/57			8	ARGILA SILTOSA, ORGÂNICA, MUITO MOLE, CINZA ESCURO.			
			P/48			9				
-10			9.56	3	4	10	FOFA.			
			7	13		11	AREIA MÉDIA E GROSSA, POUCO ARGILO-SA, COM PEDREGULHOS, MEDIANAMENTE COMPACTA, CINZA.			
			14	17		12				
-15			12.45				OBS.: - SONDAGEM INTERROMPIDA POR SOLICI-TAÇÃO DO CLIENTE.			

SONDAGEM: SP-105		Cota da boca do furo: 3.680		escala 1:100		Revestimento: Ø 2 1/2" - Prof.: 5.0m		
Cota em relação ao R.N.		Amostra	Profundidade da camada-E	Penetração - golpes/30 cm				Profundidade
Nível d'água	Nº golpes			Gráfico				
				1º e 2º	2º e 3º	10	20	
						CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
2.730							1	AREIA MÉDIA E GROSSA, ARGILOSA, COM PEDREGULHOS E PEDRAS, POUCO COMPACTA, MARROM.
			2.73				2	ATERRO
				3	5		3	AREIA MÉDIA E GROSSA, ARGILOSA, POUCO COMPACTA E FOFA, CINZA ESCURO,
				3	4		4	PROVÁVEL ATERRO.
-5			4.64	1/46			5	ARGILA TURFOSA, MUITO MOLE, PRETA.
			5.75	P/53			6	
				P/61			7	
				P/63			8	ARGILA SILTOSA, ORGÂNICA, MUITO MOLE, CINZA ESCURO.
				P/58			9	
-10				P/62			10	
			10.80	5	7		11	ARGILA ARENOSA, MÉDIA, CINZA CLARO.
			12.28	12	22		12	AREIA MÉDIA E GROSSA, POUCO ARGILOSA, COMPACTA, CINZA.
			12.45					
-15								

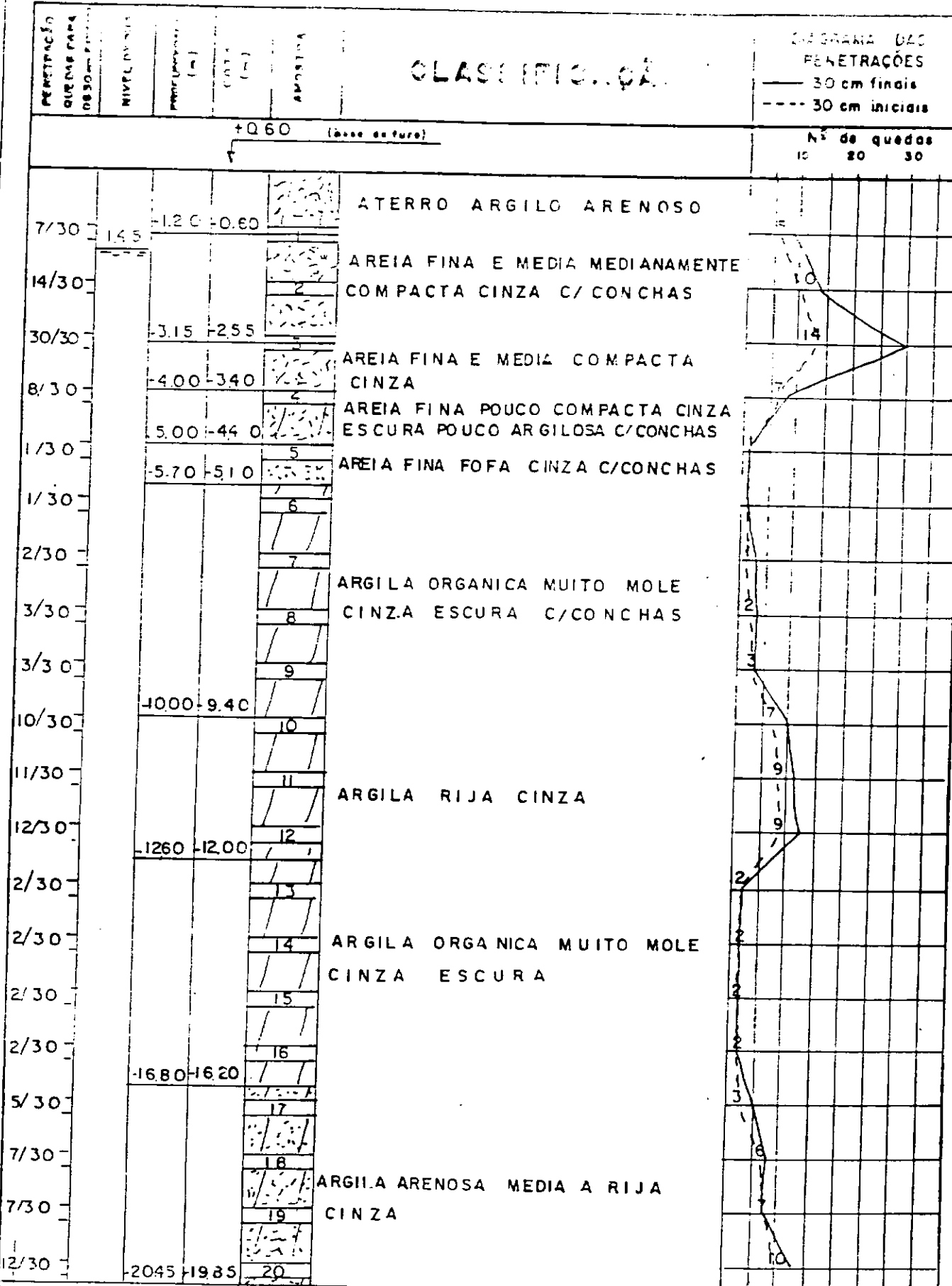
OBS.:
- SONDAGEM INTERROMPIDA POR SOLICITAÇÃO DO CLIENTE.



Sondagem - Obra Rua D. Mariana

CLASSIFICAÇÃO

DIAGRAMA DE PENETRAÇÕES
 — 30 cm finais
 - - - 30 cm iniciais

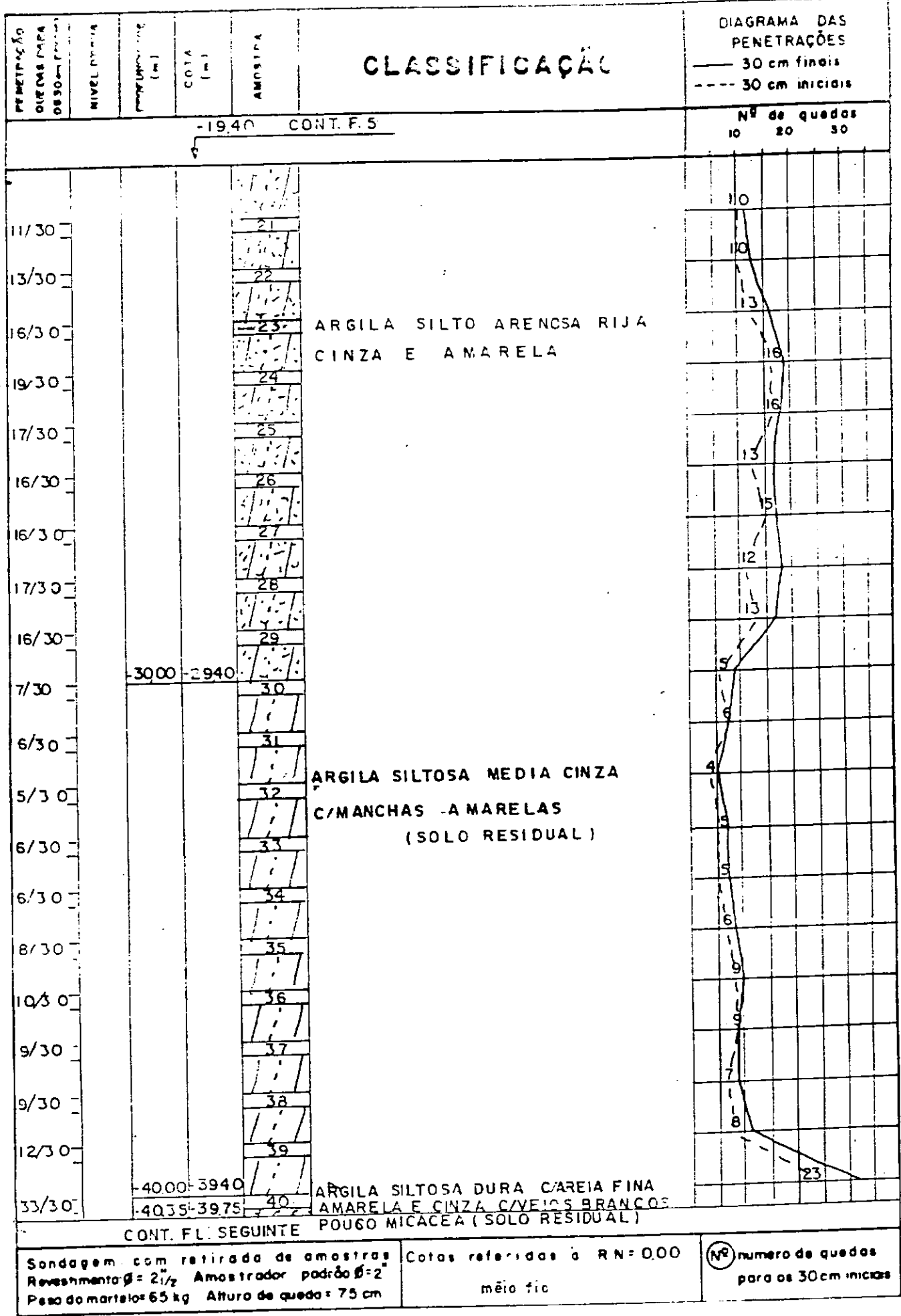


CONT. FL. SEGUINTE

Sondagem com retirada de amostras
 Revestimento: $\phi = 2\frac{1}{2}$ Amostrador padrão $\phi = 2$
 Peso do martelo = 65 kg Altura de queda = 75 cm

Cotas referidas a RN = 100
 meio fio

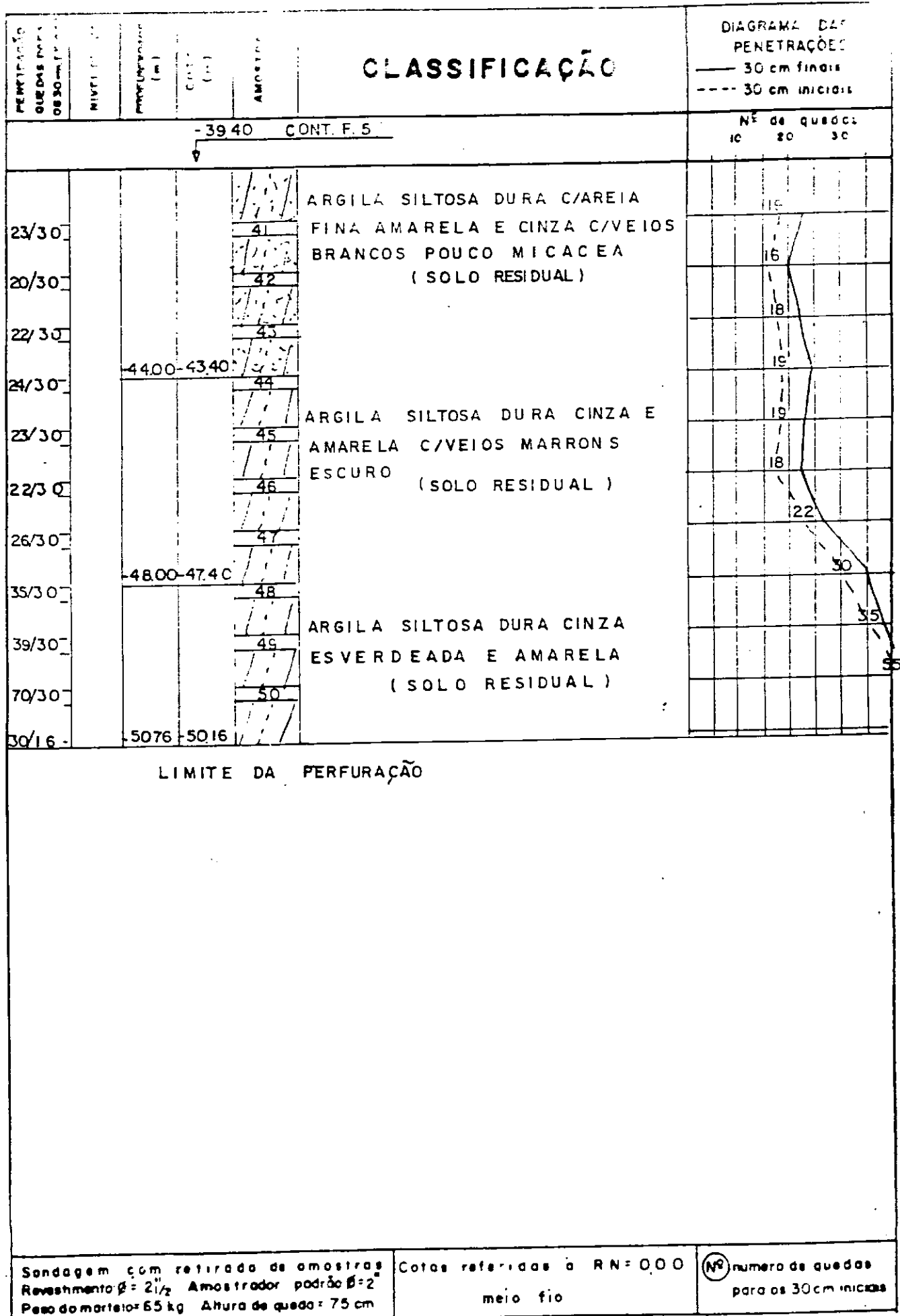
(N.º) numero de quedas
 - para os 30 cm iniciais



Sondagem com retirada de amostras
 Revestimento $\phi = 2\frac{1}{2}$ Amostrador padrão $\phi = 2$
 Peso do martelo = 65 kg Altura de queda = 75 cm

Cotas referidas à RN = 0.00
 meio fio

(Nº) numero de quedos para os 30cm iniciais



Sondagem com retirada de amostras
 Revestimento $\phi = 2\frac{1}{2}$ " Amostrador padrão $\phi = 2$ "
 Peso do martelo = 65 kg Altura de queda = 75 cm

Cotas referidas à RN = 0.00
 meio fio

(Nº) número de quedas para os 30 cm iniciais

Apêndice C - Estaca Prancha

ESTACAS PRANCHAS

RIO JACARÉ - 10º TRECHO

