

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BOLOGNA

Dottorato di Ricerca in

Georisorse e Geotecnologie - XIX Ciclo

**FENOMENI VIBRATORI INDOTTI
DA VOLATE E DA DEMOLITORI**

**Analisi e caratterizzazione delle cause di dispersione
delle grandezze fondamentali**

Tesi di Dottorato di:

ANNA FABBRI

Tutore:

Chiar.mo Prof. **PAOLO BERRY**

Coordinatore:

Chiar.mo Prof. **PAOLO BERRY**

RINGRAZIAMENTI

I miei più sinceri ringraziamenti sono rivolti a tutto il Dipartimento di Ingegneria Chimica Mineraria e delle Tecnologie Ambientale (DICMA); un ringraziamento particolare è rivolto al prof. Berry ed al prof. Catania che hanno saputo guidarmi durante gli anni del Dottorato di Ricerca.

Un ringraziamento è rivolto all'Ing. Boldini per la disponibilità ed i preziosi consigli.

Ringrazio i tecnici del laboratorio DICMA, Barbara, Celso e Fausto per il loro importante aiuto e Matteo per il suo supporto e la sua amicizia.

Infine, vorrei ringraziare il prof. Mazzotti e tutto il laboratorio DISTART per la loro disponibilità.

INDICE

1. INTRODUZIONE	pag.	1
2. ONDE SISMICHE INDOTTE DA FENOMENI DINAMICI	“	3
2.1. Approssimazione sinusoidale delle onde sismiche	“	7
2.2. Propagazione delle onde sismiche	“	9
2.2.1. Divergenza geometrica	“	9
2.2.2. Attenuazione intrinseca	“	10
2.2.3. Scattering	“	11
2.3. Energia di vibrazione	“	12
2.4. Correlazione tra sismicità e fenomeni dinamici	“	13
2.4.1. Volata	“	13
2.4.1.1. Fenomenologia sismica in casi particolari	“	16
2.4.1.2. Quantità di carica che detona istantaneamente	“	17
2.4.1.3. Frantumazione dell'ammasso roccioso	“	19
2.4.1.4. Misure di vibrazione	“	24
2.4.1.5. Sorgente in profondità e misure in profondità	“	30
2.4.1.6. Sorgente superficiale e misure in superficie	“	40
2.4.1.7. Sorgente sotterranea e misure in superficie	“	47
2.4.1.8. Sorgente superficiale e struttura profonda	“	51
2.4.2. Martelli demolitori	“	53
2.4.2.1. Scavo in superficie	“	58
2.4.2.2. Scavo in galleria	“	59
2.4.3. Scalpelli a gravità	“	60
3. NORMATIVE INTERNAZIONALI	“	63
3.1. Valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici	“	64
3.1.1. Normativa ISO 4866 (1996)	“	64

3.1.2. Normativa UNI 9916 (2004)	pag.	67
3.1.3. Normativa USBM	“	68
3.1.4. Normativa DIN 4150 (1999)	“	72
3.1.5. Normativa Norm Sn 640 312° (1992)	“	74
3.1.6. Normativa francese	“	77
3.1.7. Normativa SS 460 48 66 svedese	“	78
3.1.8. Normativa russa	“	81
3.1.9. Normativa NP-2074	“	82
3.1.10. Normativa BS 7385-2 (1993)	“	83
3.1.11. Confronto fra le normative	“	84
3.2. Valutazione delle vibrazioni sull'attività umana	“	89
3.2.1. Normativa ISO 2631-2	“	90
3.2.2. Normativa UNI 9614	“	91
3.2.3. Normativa DIN 4150	“	92
4. CATENA DI MISURA	“	97
4.1. Sistema di rilevamento	“	98
4.1.1. Trasduttori attivi di velocità	“	98
4.1.2. Trasduttori attivi di accelerazione	“	99
4.2. Tecniche di montaggio	“	105
4.2.1. Montaggio standard a vite	“	106
4.2.2. Cementazione	“	107
4.2.3. Montaggio con adesivo	“	108
4.2.4. Montaggio magnetico	“	109
4.2.5. Montaggio su puntale	“	110
4.3. Sistema di trasmissione	“	111
4.4. Condizionatori di segnale	“	111
4.4.1. Preamplificatori di tensione e di carica	“	112
4.4.2. Sensori ICP® (Integrated Circuit Piezoelectric)	“	112
4.5. Sistema di acquisizione	“	114
4.5.1. Campionamento	“	114
4.5.2. Quantizzazione	“	115
4.5.3. Precisione dei sistemi digitali di acquisizione dati	“	116
4.6. Analisi del segnale	“	117
4.6.1. Dominio del tempo	“	117
4.6.2. Dominio della frequenza	“	117

4.6.3.	Processi standard di un analizzatore di frequenza digitale	pag.	119
4.6.4.	Classificazione dei segnali e normalizzazione	“	121
5.	PROVE SPERIMENTALI	“	125
5.1.	Scelta della metodologia di accoppiamento	“	126
5.2.	Prime campagne di prove sperimentali	“	130
5.2.1.	Sorgente sismica impulsiva	“	131
5.2.2.	Montaggio con tasselli ad espansione	“	132
5.2.2.1.	Analisi dei risultati nel dominio del tempo	“	133
5.2.2.2.	Analisi dei risultati nel dominio della frequenza	“	139
5.2.3.	Montaggio con supporti rigidi cilindrici	“	144
5.2.3.1.	Analisi dei risultati nel dominio del tempo	..”	145
5.2.3.2.	Analisi dei risultati nel dominio della frequenza	..”	151
5.3.	Integrazione del segnale	“	158
5.3.1.	Integrazione elettronica	“	158
5.3.2.	Integrazione numerica	..”	159
5.4.	Seconde campagne di prove sperimentali	“	161
5.4.1.	Sorgente sismica impulsiva	“	161
5.4.2.	Montaggio con tasselli ad espansione	“	162
5.4.2.1.	Analisi dei risultati nel dominio del tempo	“	163
5.4.2.2.	Analisi dei risultati nel dominio della frequenza	“	173
5.4.3.	Montaggio con supporti rigidi cilindrici	“	178
5.4.3.1.	Analisi dei risultati nel dominio del tempo	“	180
5.4.3.2.	Analisi dei risultati nel dominio della frequenza	“	189
6.	CONCLUSIONI	“	195
6.1.	Risultati della prima campagna di misure	“	196
6.1.1.	Risultati nel dominio tempo	“	196
6.1.2.	Risultati nel dominio della frequenza	“	196
6.2.	Risultati della seconda campagna di misure	“	197
6.2.1.	Risultati nel dominio tempo	“	197
6.2.2.	Risultati nel dominio della frequenza	“	198
6.3.	Future prove sperimentali	“	200
	BIBLIOGRAFIA	“	201

CAPITOLO 1

INTRODUZIONE

Le misure di vibrazione e l'analisi delle componenti in frequenza dei sismogrammi sono sempre di grande interesse al fine di prevenire il rischio di danno su opere civili indotto da lavori di scavo, quali tunnelling, quarrying e mining.

È noto che in tutti i processi di abbattimento, sia con esplosivo sia con mezzi meccanici, il fenomeno sismico è generato dall'emissione di energia nel mezzo che in parte si propaga come onda elastica, la cui immissione e propagazione nel mezzo influenzano e caratterizzano l'impatto ambientale indotto sul manufatto da salvaguardare ed il fastidio fisico e psicologico degli abitanti la zona limitrofa all'area di scavo.

A questo proposito, molti sperimentatori hanno condotto numerose campagne di misure allo scopo di stimare il fenomeno vibratorio per prevenire danni a persone e strutture limitrofe alla zona della sorgente sismica. I risultati hanno mostrato un'elevata dispersione dei dati attorno al valore medio, anche se l'applicazione della legge empirica della distanza scalata ha permesso di fornire utili indicazioni, sulla base delle quali le Normative Nazionali ed Internazionali hanno individuato valori limite di soglia in termini di velocità e/o accelerazione di picco delle particelle o di pseudovettore di velocità. Tali limiti sono stati stabiliti in funzione del range di frequenza e ampiezza caratterizzante il fenomeno sismico; delle caratteristiche temporali (fenomeno continuo o transiente) e del numero di eventi transienti; del tempo di esposizione; del tipo, dello stato di conservazione e delle frequenze naturali delle strutture da salvaguardare. Le normative, perciò, definiscono linee guida per programmare ed eseguire misure di sismicità, anche se non individuano una metodologia universale ed una procedura di valutazione ed analisi delle componenti in frequenza, caratterizzanti il sismogramma, al fine di eseguire e confrontare i risultati ottenuti da campagne di misura condotte da diversi operatori.

È perciò evidente la necessità di ottenere risultati affidabili, attendibili e ripetibili utilizzando un'appropriata catena di misura per limitare la notevole dispersione, riconducibile, in particolare, all'accoppiamento tra mezzo di propagazione e trasduttori.

La scelta del montaggio dipende da alcune caratteristiche quali il luogo, la robustezza, l'ampiezza del campo di misura, l'accessibilità, la temperatura, la portabilità e la risposta in frequenza del segnale.

Sulla base delle suddette considerazioni, l'attività di ricerca è stata focalizzata sulle metodologie di misurazione, programmando ed eseguendo prove sismiche per valutare l'influenza di diverse tecniche di accoppiamento tra trasduttore e superficie di misura. A tale scopo, i metodi di montaggio sono stati scelti sulla base di alcuni parametri, quali la dipendenza dalla frequenza dominante del sisma, l'economicità e la velocità di messa in opera; l'adattabilità a superfici di misura difficili; l'efficacia anche in presenza di elevate escursioni termiche; la resistenza all'abrasione ed alla corrosione.

CAPITOLO 2

ONDE SISMICHE INDOTTE DA FENOMENI DINAMICI

Lo studio ed il monitoraggio dei fenomeni sismici indotti da sorgenti di diversa natura, quali terremoto, esplosivo, mezzi meccanici, ecc., è condotto utilizzando idonei strumenti sia teorici, (leggi matematiche della teoria dell'elasticità), sia sperimentali (esperienze di campagna), allo scopo di stimare l'impatto ambientale prodotto dall'applicazione delle più comuni metodologie di abbattimento e di fornire elementi progettuali utili per una corretta valutazione delle vibrazioni immesse e del loro controllo in corso d'opera.

La propagazione dell'energia residua, liberata dalla sorgente di vibrazione, produce onde sismiche, che sono dipendenti solo dalle proprietà fisiche ed elastiche del mezzo. Queste onde si possono distinguere in onde di volume (onde P e S) e di superficie (onde R e L). Le prime si propagano rispettivamente longitudinalmente e trasversalmente alla direzione di avanzamento (Figg. 2.1 e 2.2), le seconde si propagano solamente nel primo strato superficiale in direzione trasversale (onde L) o, nel caso di onde R, lungo la direzione longitudinale alla propagazione anche se le particelle si muovono lungo una traiettoria ellittica (Figg. 2.3 e 2.4).

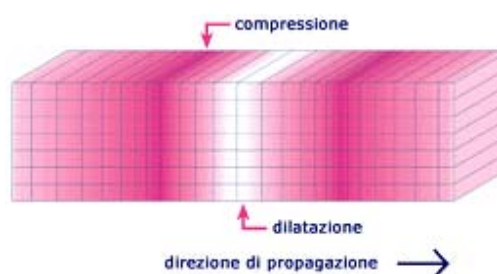


Figura 2.1 – Propagazione dell'onda di volume P.

(<http://www.ingv.it/~roma/cultura/ingescuola/terremotopagina/onde.html>)

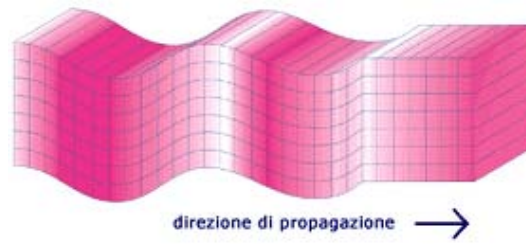


Fig. 2.2 – Propagazione dell'onda di volume S.

(<http://www.ingv.it/~roma/cultura/ingescuola/terremotopagina/onde.html>)



Fig. 2.3 – Propagazione dell'onda di superficie di Rayleigh.

(<http://www.ingv.it/~roma/cultura/ingescuola/terremotopagina/onde.html>)

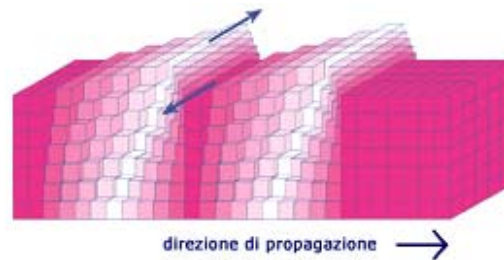


Fig. 2.4 – Propagazione dell'onda di superficie di Love.

(<http://www.ingv.it/~roma/cultura/ingescuola/terremotopagina/onde.html>)

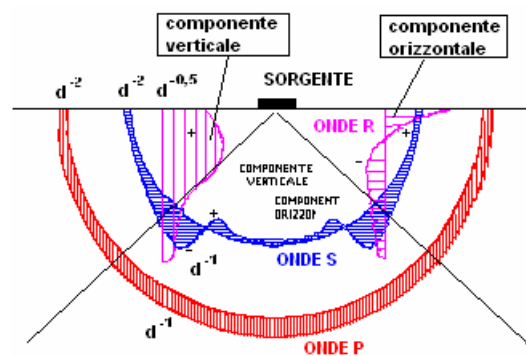


Fig. 2.5 – Attenuazione delle onde sismiche all'aumentare della profondità (Dowding, 1985).

Dalle numerose esperienze è stato evidenziato che le onde di superficie si formano successivamente alle onde di volume ad una distanza epicale che la teoria dell'elasticità individua in modo approssimato tramite le seguenti leggi matematiche:

$$r_p = \frac{c_r \cdot H}{\sqrt{(c_p^2 - c_r^2)}} \quad (2.1)$$

$$r_s = \frac{c_r \cdot H}{\sqrt{(c_s^2 - c_r^2)}} \quad (2.2)$$

dove r_p e r_s rappresentano le distanze delle onde P e S dall'epicentro; H è la profondità della sorgente sismica; c_r , c_p e c_s simboleggiano le velocità delle onde R, P e S (Persson & altri, 1994; Jaeger e Cook, 1976). In particolare, l'equazione (2.1) ha validità quando le onde R sono state generate dalle onde P e la (2.2) è applicata nel caso in cui le onde superficiali siano generate dalle onde S_v .

La velocità delle onde sismiche suddetta può essere determinata sia teoricamente sia sperimentalmente. L'approccio teorico fornisce le seguenti relazioni della teoria elastica:

$$c_p = \sqrt{\frac{E \cdot (1 - \nu)}{\rho \cdot (1 - 2\nu) \cdot (1 + \nu)}} \quad (2.3)$$

$$c_s = \sqrt{\frac{E}{2 \cdot \rho \cdot (1 + \nu)}} \quad (2.4)$$

$$c_r \approx c_s \cdot \frac{0,86 + 1,14\nu}{1 + \nu} \quad (2.5)$$

$$c_l \approx c_s \quad (2.6)$$

dove E indica il modulo di elasticità (Pa); ρ la densità del mezzo (kg/m^3), ν il coefficiente di Poisson e c_p , c_s , c_r e c_l le rispettive velocità di propagazione delle onde P, S, R e L. Ad esempio, per un coefficiente di Poisson pari a 0,25, c_p risulta pari a 1,73 c_s e c_r pari a circa 0,92 c_s ; come ordine di grandezza, le onde P viaggiano ad una velocità compresa tra 1,5 e 8 km/s, mentre le onde S sono più lente circa del 40% (Persson e al., 1994). Le equazioni fornite dalla teoria dell'elasticità sono state calcolate introducendo forti approssimazioni che considerano l'ammasso roccioso come omogeneo, tralasciando così lo stato di fratturazione e di sollecitazione.

L'approccio sperimentale invece si basa su numerose esperienze di misura di livelli di vibrazione in situ ed in laboratorio (Tab. 2.1), che forniscono, per diverse tipologie di ammasso roccioso, valori di velocità sismica, soggetti ad elevata dispersione ed errori dovuti al fattore di scala (Jaeger e Cook, 1976).

In definitiva, le forti semplificazioni introdotte dalla teoria dell'elasticità e l'elevata dispersione dei valori sperimentali permettono di considerare i valori di velocità determinati dai due approcci solo come indicativi, utili nella scelta del tipo d'abbattimento da adottare (Siskind e Stagg, 1984), e come un indice geo-meccanico in alcune classifiche tecniche di resistenza dell'ammasso (Dowding, 1985).

Tipo di roccia	Onde P (m/s)	Onde S (m/s)
granito	3.900 ÷ 6.000	2.100 ÷ 3.300
gabbro	6.400	3.400
basalto	5.500	3.000
dunite	7.800	4.000
arenaria	2.400 ÷ 4.200	900 ÷ 3.000
calcare	3.000 ÷ 6.000	2.700 ÷ 3.100
scisto	4.500	2.800
gneiss	4.600 ÷ 5.500	-
sale	3.600 ÷ 6.400	-
gesso	2.100 ÷ 3.600	1.000
slate	3.600 ÷ 4.400	2.800
marmo	5.700	3.400
quarzite	5.900	-
argilla	1.100 ÷ 2.500	570
terreno	150 ÷ 750	90 ÷ 540
sabbia	1.400	450

Tab. 2.1 – Valori di velocità sismica di diverse tipologie di roccia (Jeager e Cook, 1976).

Altri parametri strettamente relazionati alla velocità sismica (c) sono la frequenza (f) e la lunghezza d'onda (λ):

$$c = \lambda \cdot f \quad (2.7)$$

La diretta correlazione esistente tra la velocità delle onde e la frequenza evidenzia la forte influenza delle caratteristiche fisiche e geologiche dell'ammasso roccioso sulla sismicità, poiché la roccia è un mezzo dispersivo e tende a comportarsi come un filtro passa-basso.

Le onde sismiche sono caratterizzate, oltre dalla velocità di propagazione, dall'ampiezza massima, che subisce attenuazioni a volte anche elevate, dipendenti da alcuni parametri, quali la distanza dal sisma, la profondità, la geometria, la natura e le caratteristiche della sorgente di vibrazione, il tipo d'onda sismica generata, ecc.

Com'è ormai noto, l'ampiezza delle onde sismiche si attenua all'aumentare della distanza epicale, seguendo le leggi $1/R$ e $1/\sqrt{R}$ nei casi rispettivamente di onde di volume e di superficie (Fig. 2.5), e della profondità la cui attenuazione teorica è variabile; un esempio di sorgente sinusoidale superficiale è riportata in Fig. 2.6.

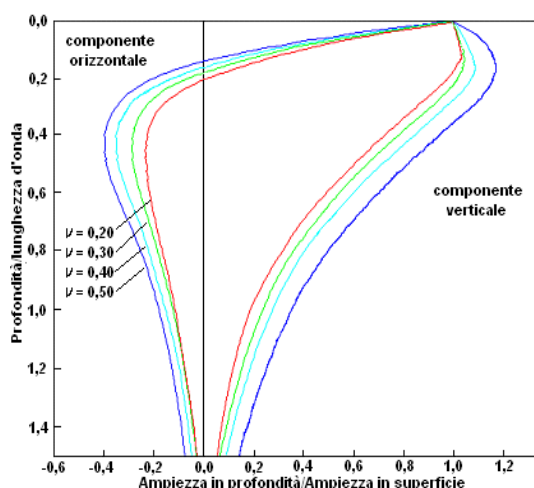


Fig. 2.6 – Attenuazione delle ampiezze delle onde sismiche, generate da sorgente superficiale, all'aumentare della profondità (Dowding & Rosen, 1978).

Le precedenti considerazioni, le Figg. 2.5 e 2.6 mostrano un'evidente variabilità nell'attenuazione teorica delle velocità delle onde sismiche soprattutto nei casi di sismicità superficiale o profonda. L'unico aspetto costante che si rileva è la minore attenuazione che subiscono le onde R all'aumentare della distanza; questo comporta elevate ampiezze anche a grandi distanze dalla sorgente di vibrazione associate a basse frequenze.

2.1. APPROSSIMAZIONE SINUSOIDALE DELLE ONDE SISMICHE

La complessità dello studio e dell'esame di sismogrammi generati da fenomeni sismici ha portato, con certa approssimazione, a considerare perfettamente sinusoidali (Fig. 2.7) le singole onde del "pacchetto" delle vibrazioni, caratterizzate dalle seguenti relazioni matematiche:

$$s = A \sin(kx + \omega t) \quad (2.8)$$

$$v = A\omega \cos(kx + \omega t) = A\omega \sin(kx + \omega t + \frac{\pi}{2}) \quad (2.9)$$

$$a = -A\omega^2 \sin(kx + \omega t) = A\omega^2 \cos(kx + \omega t + \pi) \quad (2.10)$$

dove i parametri fondamentali caratterizzanti le onde (Fig. 2.7) sono definiti nel seguente modo:

$$\omega = 2\pi f \quad (2.11)$$

$$\lambda = cT \quad (2.12)$$

$$f = \frac{1}{T} \quad (2.13)$$

$$k = \frac{2\pi}{\lambda} \quad (2.14)$$

$$c = \frac{\omega}{k} \quad (2.15)$$

Nelle precedenti espressioni sono stati indicati lo spostamento massimo con A , la frequenza angolare con ω (rad/s), il tempo con t (s), lo spazio con x (m), il numero di onde con k , la frequenza con f (Hz); la velocità dell'onda con c (m/s); il periodo con T (s); lo spostamento con s (m); la velocità delle particelle con v (m/s) e l'accelerazione delle particelle con a (m/s²).

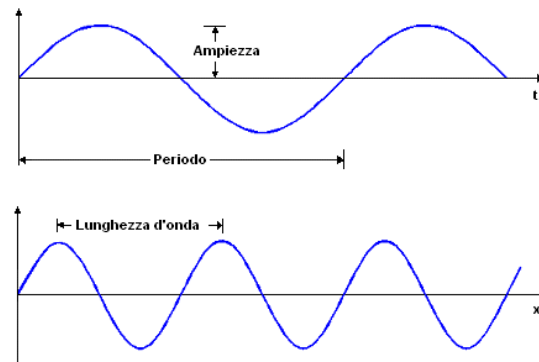


Fig. 2.7 – Esempio di onda sinusoidale.

Dalle precedenti relazioni, la caratteristica più importante da sottolineare è lo sfasamento esistente tra lo spostamento, la velocità e l'accelerazione delle particelle investite dalle onde sismiche.

2.2. PROPAGAZIONE DELLE ONDE SISMICHE

La propagazione della sismicità indotta da volata è influenzata da molti parametri che difficilmente possono essere completamente stimati e misurati, perciò è usuale stimare il fenomeno sismico utilizzando alcuni approcci che stimano il fenomeno sismico: da una parte, un efficace approccio empirico è l'applicazione del metodo della distanza scalare; dall'altra, la teoria fornisce espressioni matematiche per le attenuazioni indotte dai fenomeni della divergenza geometrica, dell'attenuazione intrinseca e dello scattering.

2.2.1. Divergenza geometrica

La sismicità indotta da volate è generata dall'applicazione di uno sforzo nel mezzo che, sotto tale carico, manifesta comportamento fragile o duttile. Durante questo processo, l'ammasso roccioso immagazzina energia di deformazione, che, nel caso elastico, è esprimibile come energia posseduta da un corpo, in equilibrio di forze:

$$E = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 \varepsilon_1 + \sigma_2 \varepsilon_2 + \sigma_3 \varepsilon_3) \quad (2.16)$$

In definitiva, la (2.16), calcolata in tutto il volume di roccia interessato dalle onde sismiche, rappresenta l'energia elastica associata all'onda sismica (Persson e al., 1994).

Considerando l'energia E costante (assenza di fenomeni dissipativi), all'aumentare della distanza tra la stazione di misura e la sorgente sismica (R), lo sforzo nel mezzo diminuisce; perciò, sapendo che la densità di energia delle onde sismiche di volume è pari a $E/4\pi R^2$, la legge di attenuazione risulta $1/R^2$. Essendo poi l'energia associata ad un'onda proporzionale al quadrato dell'ampiezza (A^2), l'ampiezza diventa proporzionale a $1/R$. Analogamente, per le onde sismiche di superficie, con densità di energia pari a $E/2\pi R$, l'ampiezza risulta proporzionale a $\sqrt{1/R}$.

Questo risultato conferma le osservazioni avanzate in precedenza dalle Figg. 2.5 e 2.6, dove le onde superficiali R subivano una minore attenuazione all'aumentare della distanza.

2.2.2. Attenuazione intrinseca

L'attenuazione intrinseca comprende tutti i fenomeni dissipativi caratteristici del materiale considerato ed è esprimibile con una legge esponenziale. Se si considera l'onda di vibrazione approssimabile ad un'onda sinusoidale, ogni onda caratterizzata da una frequenza più alta dovrà compiere un maggior numero di cicli, a parità di distanza percorsa R , rispetto ad un'onda con frequenza propria più bassa. Dal punto di vista energetico, si può definire il fattore di qualità Q , parametro dipendente dalla frequenza e definibile in termini di perdita relativa di energia per ciclo d'onda come

$$\frac{1}{Q} = -\frac{\Delta E(R)}{2\pi E} \quad (2.17)$$

dove $\Delta E(R) \leq 0$ è la porzione di energia spesa in un tratto ΔR per ciclo d'onda, nell'ipotesi $|\Delta E| \ll E$. Perciò l'energia spesa può essere scritta come:

$$\frac{\Delta E}{\lambda} = \frac{\Delta E(R)}{\Delta R} \quad (2.18)$$

perciò

$$\frac{\Delta E(R)}{E} = \frac{\Delta E \cdot \Delta R}{\lambda E} = \frac{2\pi}{Q\lambda} \Delta R = \delta \Delta R \quad (2.19)$$

dove λ è la lunghezza d'onda e δ è il coefficiente di attenuazione. L'inversa del fattore di qualità Q^{-1} è detta funzione di dissipazione specifica (specific dissipation function). Dalla (2.19) è chiaro che, all'aumentare del fattore di qualità, diminuisce l'energia dissipata dall'onda nel mezzo. L'energia di un pacchetto d'onda (sismogramma) è proporzionale all'ampiezza dell'onda al quadrato ($E = kA^2$) e con brevi passaggi matematici si può dimostrare che

$$A(s, Q, \omega) = A_0 \cdot \exp\left(-\frac{\omega s}{2vQ}\right) \quad (2.20)$$

dove s è uno spostamento in qualsiasi direzione, ω è la frequenza radiale e v è la velocità. La (2.20) mostra la dipendenza dell'ampiezza delle onde sismiche da Q e può essere espressa come

$$A \propto A_0 \cdot e^{(-\delta R)} \quad (2.21)$$

dove R è la distanza e δ è il coefficiente di attenuazione, caratteristico del materiale e funzione della frequenza. In conclusione, l'attenuazione intrinseca aumenterà all'aumentare di quest'ultima.

Dalle precedenti considerazioni si possono scrivere le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}\delta &\propto \frac{f}{Q \cdot c} \\ \delta &\propto \frac{1}{Q \cdot \lambda}\end{aligned}\tag{2.22}$$

ricordando che δ è il coefficiente di attenuazione caratteristico del materiale, Q è il fattore di qualità, c è la velocità delle onde sismiche e λ è la lunghezza d'onda.

2.2.3. Scattering

Durante la propagazione, le onde sismiche possono subire deviazioni di percorso indotti da fenomeni, quali riflessione, rifrazione e diffrazione, per la presenza, ad esempio, di discontinuità nel mezzo. È perciò evidente che la stima di questi fenomeni diventa difficile per l'incertezza nella determinazione delle discontinuità nell'ammasso roccioso, infatti lo "scattering" diventa elevato, quando la dimensione delle discontinuità risulta confrontabile con la lunghezza d'onda delle onde incidenti. Il fenomeno dello scattering, inoltre, non prevede sempre un aumento di livello di vibrazione, ma può essere più complesso. Un esempio può essere riportato in Fig. 2.8, dove la presenza di un orizzonte riflettente (strato caratterizzato da impedenza acustica molto minore rispetto alla roccia) amplifica il segnale a sinistra e lo attenua a destra.

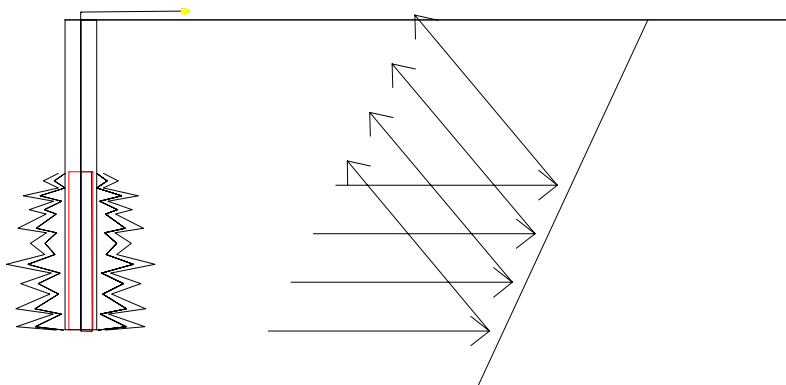


Fig. 2.8 – Schema dell'effetto di un orizzonte riflettente sulla propagazione delle onde sismiche.

2.3. ENERGIA DI VIBRAZIONE

L'acquisizione e l'elaborazione dei segnali caratterizzanti i fenomeni vibratorii permettono di esprimere le misure dei livelli di vibrazione con la grandezza di interesse, che solitamente è il valore massimo (u_{\max}) od il valore efficace ($A_{rms} = A/\sqrt{2}$).

Per calcolare l'energia di vibrazione (E_K) prodotta da una sorgente in superficie, conoscendo le grandezze cinematiche u , \dot{u} e \ddot{u} , è necessario definire la massa m che effettivamente vibra, ottenendo:

$$E_K = \frac{1}{2} m u_{\max}^2 = \frac{1}{2} m (2\pi f A)^2 \quad (2.23)$$

$$E_K = m \pi^2 f^2 A^2$$

Supponendo di conoscere il legame tra l'ampiezza di oscillazione e la distanza dalla sorgente $A(r)$, considerando l'ampiezza delle vibrazioni strettamente dipendente dalla profondità e della lunghezza d'onda (o della frequenza); la funzione, che definisce l'energia come funzione del tipo $A(f, z, r)$, dipende dalla frequenza, dalla profondità e dalla distanza.

Da quanto detto, è possibile approssimare il calcolo dell'energia di deformazione E_K come somma dei contributi energetici di n oscillatori armonici, definiti come:

$$E_K = \sum_{x=1}^n E_{Kx} \quad (2.24)$$

in cui

$$E_{Kx} = \iiint 2\pi^2 f_x^2 \rho 2\pi A(r, z) r z dr dz \quad (2.25)$$

L'integrale deve essere calcolato per tutte le distanze dalla sorgente alla posizione di misura fino ad una profondità z pari a $z/\lambda_x = 2$ (oltre la quale l'ampiezza delle onde R diventa trascurabile).

Il precedente calcolo approssimato dell'energia di vibrazione è molto utile, in quanto permette di avere un'importante indicazione per definire la legge di trasferimento che correla le vibrazioni indotte con la distanza dalla sorgente sismica $A(r)$.

La precedente definizione è approssimata, in quanto trascurando contributi di energia, spesso elevati, che vengono rilasciati sotto forma di calore.

2.4. CORRELAZIONE TRA SISMICITÀ E FENOMENI DINAMICI

L'interesse verso gli effetti indotti dalla propagazione di fenomeni vibratorii in terreni e rocce generati da carichi dinamici (esplosioni, demolitori, macchine operatrici, ecc.) è sempre di grande attualità; a questo proposito, numerosi studi e campagne di misura sono stati condotti allo scopo di stimare l'entità del sisma per limitare od evitare i possibili danni causati da eventi di natura sismica. I risultati dei lavori scientifici, condotti allo scopo di valutare la sismicità, dimostrano che la legge che lega il decadimento dell'energia e le caratteristiche del sisma dipendono notevolmente dalla posizione relativa tra sorgente sismica e ricevitore. Nei seguenti paragrafi, si riporteranno i risultati di alcune campagne di misura condotte per studiare la sismicità generate da detonazione di cariche esplosive, demolitori idraulici e scalpelli a gravità.

2.4.1. Volata

Dal punto di vista teorico, la stima della sismicità indotta da volata è molto complessa, in quanto i parametri che intervengono nella funzione di trasferimento caratterizzante le onde sismiche che si propagano nell'ammasso roccioso sono molteplici ed, il più delle volte, è dispendioso in termini economici stimarli o misurarli con sufficiente precisione. A questo proposito, un approccio comunemente utilizzato dagli sperimentatori per prevedere il valore della velocità delle particelle è l'applicazione della legge empirica della distanza scalata (2.26):

$$v = k \cdot D_S^\alpha \quad (2.26)$$

dove v è la massima velocità vibratoria attesa (m/s), D_S è la distanza scalata ($m/kg^{1/2}$ o $m/kg^{1/3}$), k e α sono costanti adimensionali empirici, positivi e con significato puramente statistico.

La distanza scalata D_S è definita come:

$$D_S = \frac{R}{W^\beta} \quad (2.27)$$

dove D_S indica la distanza scalata ($m/kg^{1/2}$ o $m/kg^{1/3}$), R la distanza tra la sorgente di vibrazione e la stazione di misura (m) e W la quantità di esplosivo che detona istantaneamente (kg).

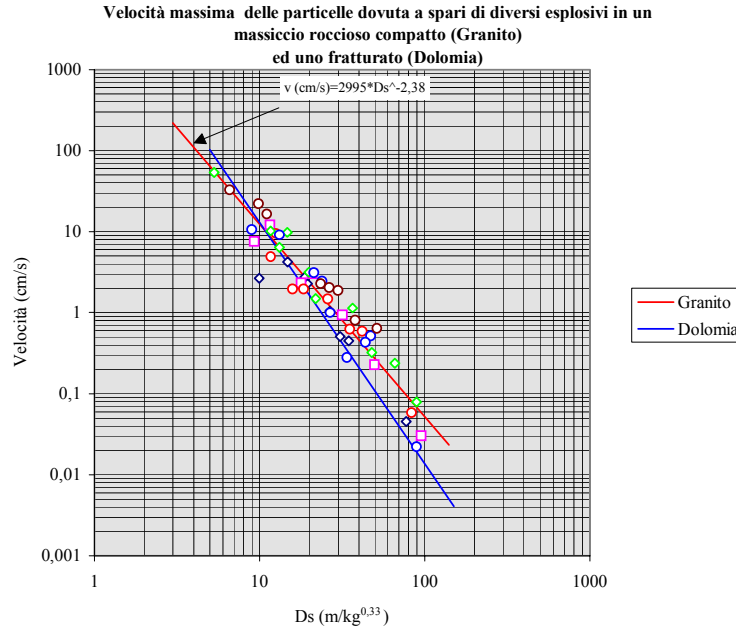


Fig. 2.9 – Diagramma velocità delle particelle e distanza scalata misurata all'interno del massiccio roccioso.

La legge della distanza scalata non ha una forte base teorica, ma permette di valutare i parametri fondamentali W e R , sia in fase di progettazione sia in fase di esecuzione. I parametri possono essere riportati in un grafico bilogarithmico (Fig. 2.9), con la distanza scalata sull'asse delle ascisse e la massima velocità delle particelle sulle ordinate; in questo caso, la curva che meglio interpola i risultati sperimentali è una retta.

Nella legge empirica della distanza scalata, il valore stimato della velocità delle particelle può essere espresso come componente massima della velocità di picco (verticale, longitudinale, trasversale), oppure con il vettore massimo di velocità. In assenza di registrazione digitale che consente il calcolo del vettore, al fine di valutare tutte e tre le componenti della velocità delle particelle, si utilizza lo pseudovettore della velocità, definito come:

$$v_{\text{pseudovettore(max)}} = \sqrt{\left(v_{v(\text{max})}^2 + v_{l(\text{max})}^2 + v_{t(\text{max})}^2 \right)} \quad (2.28)$$

dove: $v_{v(\text{max})}$, $v_{l(\text{max})}$, $v_{t(\text{max})}$, sono rispettivamente i valori di picco della componente verticale, longitudinale e trasversale della velocità. Il pseudovettore non rappresenta una velocità reale, in quanto il picco massimo di ciascuna componente è generalmente sfasato rispetto agli altri, ma è una sovrastima del valore reale di circa $15 \div 20\%$.

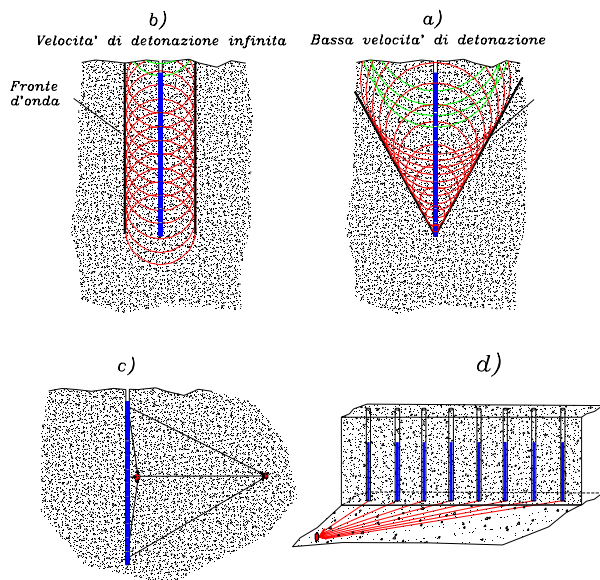


Fig. 2.10 – Influenza delle velocità di detonazione e della distanza sulla simmetria dell'onda generata dall'esplosione in foro da mina. In a) la simmetria è violata da una bassa velocità di detonazione, in c) dall'influenza della distanza; in quest'ultimo caso, le sollecitazioni dipendono dalla carica per metro solo in prossimità del foro. Anche in d) la sismicità è fortemente influenzata dalla differenza di percorso sismico: per stazioni di misura prossime alla fila di fori anche se innescati contemporaneamente prevale il peso dei percorsi sismici diversi e quindi la sismicità attesa dipende in modo complesso dalle singole cariche, mentre a distanze più elevate sono da attendersi valori delle vibrazioni che dipendono dalla carica totale.

Nell'immediato intorno del foro da mina, i valori della velocità di detonazione e della distanza influenzano profondamente la propagazione delle onde sismiche (Fig. 2.10).

In definitiva, la sorgente sismica può presentare simmetria cilindrica o sferica in funzione della distanza tra la sorgente e la stazione di misura. Tale caratteristica è considerata nella legge della distanza scalata ed è rappresentata dalla costante adimensionale β che può assumere valori 0,5 o 0,33 rispettivamente per cariche esplosive con una dimensione geometrica maggiore rispetto alle altre due, oppure pseudosferiche.

Nei paragrafi successivi verranno riportati alcuni esempi di applicazione della legge empirica della distanza scalata a misure condotte in situ per valutare gli effetti della sismicità indotta.

In Fig. 2.9 i valori della velocità sono ben correlati ad una distanza scalata caratterizzata da un coefficiente pari a 0,33, rappresentante una simmetria sferica. In questo caso, le cariche, caratterizzate da un rapporto altezza/diametro minore di 6:1 o per distanze elevate, possono essere rappresentate dalla stima della velocità delle particelle radiali (cm/s) dovute alla compressione dinamica, fornita dalla relazione (2.29):

$$v = 2995 \cdot D_s^{-2,38} \quad (2.29)$$

dove D_s è la distanza scalata, calcolata con la radice cubica della carica che detona istantaneamente.

In tutti i casi, le espressioni della legge empirica della distanza scalate sono formulazioni da utilizzare con cautela, perchè i parametri k e n sono costanti dipendenti dal tipo di sparo e di formazione, dalle caratteristiche geostrutturali del massiccio roccioso, dal tipo di esplosivo, dal disaccoppiamento carica-foro, dalla geometria della volata, dall'innescio, dalla metodologia di misura adottata, ecc. La valutazione quantitativa dei parametri suddetti è in generale molto complessa e conviene determinarli eseguendo prove in situ riportati in un grafico (v , D_s) a scala logaritmica.

A parità di distanza scalata, la distribuzione dei valori massimi di velocità individua, con una certa approssimazione, un valore medio di tipo log-normale che è stimabile applicando il metodo dei minimi quadrati. È convenzione internazionale utilizzare relazioni con livello di confidenza del 95% di affidabilità, ottenibile sommando al logaritmo dell'intercetta media il prodotto della deviazione standard per 1,645.

$$k_{(95\%)} = 10^{(k+1,645 \cdot s)} \quad (2.30)$$

trascurando la variabilità dell'esponente di attenuazione.

2.4.1.1. Fenomenologia sismica in casi particolari

Accade spesso che durante uno scavo non sia possibile utilizzare una sola relazione per stimare la velocità delle particelle in funzione della carica di esplosivo e della distanza. A parte l'influenza della variabilità lungo lo scavo delle caratteristiche geo-meccaniche del massiccio roccioso (stato di fratturazione locale, condizione dei giunti e di perforazione della volata con deviazione dei fori e quindi spalle di abbattimento più o meno diverse, etc.), tutti i fattori causano il fenomeno di dispersione attorno al valore medio delle vibrazioni; in particolare, esistono condizioni che determinano una più elevata modifica della sismicità risultante. Le più importanti sono:

- il passaggio tra diverse formazioni geologiche, in particolare roccia – terreno;
- l'influenza della cavità prodotta dallo scavo, con particolare riferimento alle gallerie;
- la modifica delle caratteristiche del massiccio a causa di interventi di consolidamento.

2.4.1.2. Quantità di carica che detona istantaneamente

Come visto in precedenza, l'ampiezza delle vibrazioni dipende dalla carica per ritardo e nel caso di più cariche, il valore massimo dipende dalla massima carica per ritardo, ove per ritardo s'intende l'intervallo di tempo all'interno del quale si ha la cooperazione delle cariche.

Ricordiamo che, per una volata, si possono distinguere generalmente:

- una carica per foro (Q_f);
- una carica per ritardo nominale, somma di tutte le cariche per foro innescate da un detonatore dello stesso numero (Q_r);
- una carica massima per ritardo nominale, pari alla più elevata fra le cariche per ritardo nominale (Q_{rmax});
- una carica totale della volata (Q_t).

Si sottolinea, inoltre, che vengono considerate come simultanee le detonazioni separate da un intervallo di tempo inferiore a 10 ms.

Poiché i tempi d'innescamento dei detonatori sono affetti da una notevole dispersione intorno al valore nominale, a causa della loro tipologia costruttiva che prevede la presenza di un elemento di miscela pirotecnica a costituirne il ritardo, è impossibile stabilire in senso deterministico la carica che coopera all'ampiezza della vibrazione, ma occorre necessariamente un approccio probabilistico.

Pertanto, tra le cariche elencate precedentemente sono stabilite solo la carica per foro e la carica totale della volata, mentre non sono determinate le cariche per ritardo Q_r e Q_{rmax} .

Ricordando che la velocità delle particelle, a parità di carica e distanza, è caratterizzata da una distribuzione statistica (log-normale), è necessario, per un corretto approccio, considerare sia la variabilità dei tempi di innescamento, sia della fenomenologia sismica.

Perciò, le leggi di distribuzione delle velocità, viste in precedenza, si modificano e diventano una combinazione lineare delle diverse distribuzioni log-normali corrispondenti alle varie distanze scalate possibili, ciascuna pesata con la rispettiva probabilità di evento.

Tale probabilità dipende a sua volta, per una stessa serie, dal numero di detonatori innescati (nd) e dal numero di ritardo considerato (No).

Il criterio di progettazione della carica massima per ritardo nominale assume nella forma più generale espressioni del tipo:

$$\begin{aligned} F[v(D_s)] &= P(v_{95}) \\ F[v_{95}] &= 95\% \end{aligned} \quad (2.31)$$

dove $v(D_S)$ è il valore della velocità massima delle particelle che si ha in corrispondenza di un determinato valore di distanza scalata D_S e $P(v_{95})$ è la probabilità associata al valore di velocità di picco con livello di confidenza pari al 95%. Ai fini della sismicità indotta diventa, in base a quanto esposto:

$$v'(D_S, nd, No) = \sum_{i=1, nd} P_i(i, nd, No) \cdot v(D_S) \quad (2.32)$$

dove la velocità è una funzione dipendente dalla distanza scalata, dal numero di detonatori inescati e dal numero di ritardi considerato.

Solo disponendo di questa nuova legge (2.32), e quindi delle probabilità di detonazioni simultanee, è possibile calcolare la vera soglia di sismicità al 95%:

$$\begin{aligned} v'_{95} &= v \\ F'(v'_{95}) &= 95\% \end{aligned} \quad (2.33)$$

In Fig. 2.11 sono state rappresentate le curve relative alla sismica e quella al 95 % desunta dalla cooperazione di cariche dopo aver fissato sia il tipo sia il numero dei detonatori utilizzati in pratica nelle volate.

Schema della distribuzione di probabilità
connessa all'uso di tre detonatori con lo stesso tempo nominale

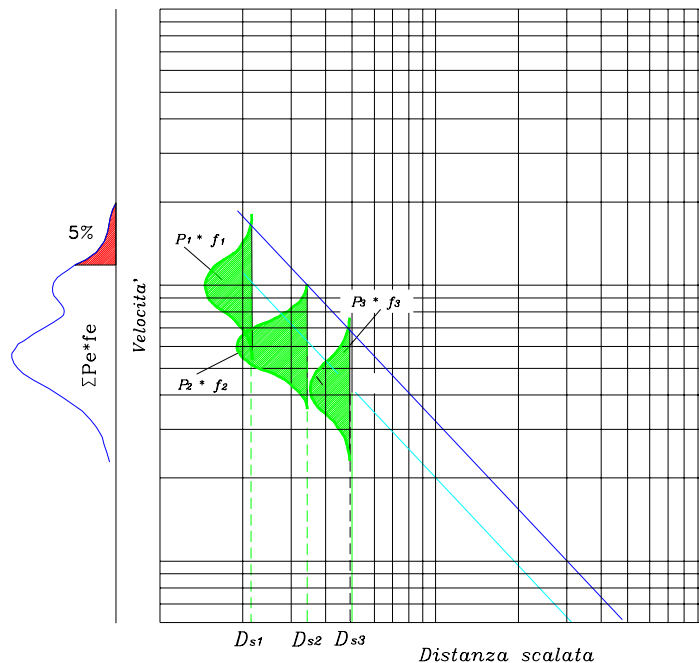


Fig. 2.11 – Caso di tre detonatori dello stesso tempo nominale. La figura evidenzia le tre possibilità con le rispettive probabilità e la nuova distribuzione della velocità risultante con il 95% percentile (Jaeger e Cook, 1976).

L'esame dei risultati sperimentali sulla distribuzione probabilistica dei tempi d'innesco, evidenzia che all'aumentare del numero del detonatore, le probabilità tendono a concentrarsi verso i valori bassi di detonazioni simultanee.

2.4.1.3. *Fratturazione dell'ammasso roccioso*

Il meccanismo di fratturazione della porzione di ammasso roccioso investito da un treno d'onde sismiche generate da esplosioni è molto complesso per la natura del fenomeno e per l'incertezza della determinazione della struttura geologica complessiva. La descrizione del fenomeno di fratturazione può essere semplificata considerando il processo come somma di due meccanismi: la meccanica della fratturazione ed il lavoro compiuto ed immesso dalla detonazione nell'ammasso roccioso.

Il meccanismo di rottura indotta da volate ha carattere locale e produce la coalescenza delle microfratture, dalle quali si genera la frattura vera e propria. Tale processo dipende dalle caratteristiche intrinseche del materiale che dipendono dalle condizioni di applicazione del carico, dalle condizioni di confinamento (in condizioni triassiali idrostatiche la capacità di resistere al carico è maggiore) e dalla capacità di resistenza del materiale sotto carico in funzione del tempo di applicazione (Persson, 1994): per una sollecitazione impulsiva, il materiale resiste a carichi maggiori quanto più l'applicazione del carico è veloce.

L'energia di deformazione, immagazzinata nell'ammasso roccioso (definita dalla (2.16) nel caso elastico), viene dissipata all'interno del materiale con la conseguente formazione di nuove microfratture, l'allungamento delle microfratture preesistenti e l'induzione di deformazioni plastiche.

Perciò, per raggiungere una soluzione analitica approssimata del meccanismo di frattura, risulta necessario conoscere lo stato di sollecitazione, di fratturazione e di microfratturazione preesistente all'applicazione del carico; in realtà, lo stato dell'ammasso roccioso è troppo complesso ed è difficile la sua precisa determinazione, perciò si preferisce adottare un approccio statistico del fenomeno.

Com'è noto, la resistenza al carico di provini ottenuti dai blocchi di roccia è maggiore di quella dell'ammasso roccioso che li ha generati. Questa difficoltà di interpretazione del fenomeno a carattere locale con parametri globali (sforzi) ha portato alla formulazione di diverse teorie sperimentali ottenute utilizzando prove di laboratorio sottoposte a diverse condizioni di carico. Un esempio è la teoria di Weibull (1939), che individua la legge di distribuzione statistica (2.34):

$$m \cdot \log\left(\frac{p_1}{p_2}\right) = \log\left(\frac{V_2}{V_1}\right) \quad (2.34)$$

dove m è una costante empirica da valutare; p_1 e p_2 sono le resistenze rispettivamente dei volumi V_1 e V_2 della roccia considerata (Jaeger e Cook, 1976).

Partendo da questo approccio, Lundborg ha formulato una teoria statistica sulla resistenza dei materiali alla frattura fragile, assumendo una distribuzione casuale delle microfrotture nella roccia e una distribuzione di Weibull della probabilità di frattura $S(x)$:

$$S(x) = 1 - e^{-kx} \quad (2.35)$$

imponendo

$$X = \int (|\tau_n| - \mu\sigma_n)^M d\Omega \quad (2.36)$$

dove Ω è l'angolo solido; k e M sono costanti del materiale; σ_n e τ_n sono rispettivamente lo sforzo di compressione normale e di taglio trasversale rispetto ad un piano; μ è il coefficiente di attrito medio attraverso due superfici di una microfrottura; M è la dispersione della resistenza a taglio in funzione dell'angolo solido. Il calcolo dell'integrale è previsto lungo tutte le direzioni spaziali in cui è verificata la condizione $|\tau_n| > \mu\sigma_n$.

Per applicare la teoria di Lundborg è necessario conoscere μ ed avere a disposizione molti dati di laboratorio al fine di calcolare k e X dalla (2.35) e M dalla (2.36).

La teoria di Lundborg fornisce un criterio generale, dal quale si possono ricavare, come casi particolari, variando i parametri μ e M , i criteri di Von Mises, Tresca e Mohr-Coulomb.

Durante la detonazione di una carica esplosiva intervengono due fenomeni molto diversi tra loro: la formazione di un'onda di shock associata alla detonazione e l'espansione dei gas prodotti dalla reazione chimica dell'esplosivo (Fig. 2.12).

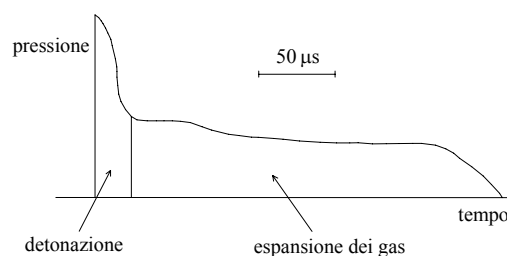


Fig. 2.12 – Grafico qualitativo delle due fasi della detonazione di cariche esplosive (Persson e al. 1994).

L'esplosivo è un materiale energetico, che, superata l'energia di attivazione, trasforma la propria energia interna in lavoro esterno in tempi brevissimi. La detonazione genera, in un primo momento ed in condizioni ideali, un'onda che si propaga con fronte piano alla velocità D ,

successivamente si produce un'espansione di gas creati dalle reazioni chimiche. La sola velocità di detonazione stabile è individuata come la minima velocità di detonazione ammissibile, chiamata velocità di Chapman-Jouguet (D_{CJ}) ed è una tipica caratteristica del tipo di esplosivo. In realtà, la condizione di detonazione ideale non è mai raggiungibile e l'onda sismica si propaga con fronte non piano con una velocità di detonazione inferiore a D_{CJ} , che, in generale, è fornita dal produttore di esplosivo o è misurata in situ. Questo dato è importante in quanto la velocità di detonazione aumenta all'aumentare del diametro del foro ed il confinamento della carica, strettamente dipendente dalle condizioni di operatività dell'esplosivo. Come è ormai noto, l'onda di shock prodotta dalla detonazione agisce sulla superficie del foro prevalentemente come pressione radiale trasmettendo all'ammasso roccioso uno sforzo (Fig. 2.13) dipendente dall'impedenza acustica esistente tra esplosivo e roccia (tanto più il rapporto è prossimo a 1, tanto maggiore è l'energia trasmessa al mezzo).

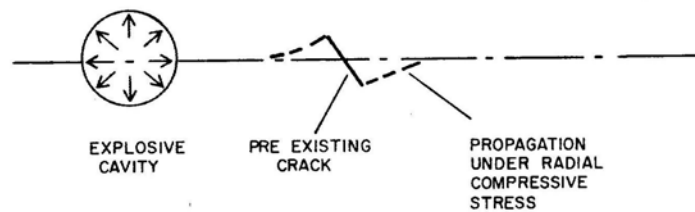


Fig. 2.13 – Propagazione di una frattura preesistente a causa di sforzi di compressione nel mezzo.

La stima della pressione radiale di detonazione è possibile solo introducendo l'approssimazione della condizione ideale di detonazione:

$$p_{CJ} = \frac{\rho_0 D_{CJ}^2}{4} \quad (2.37)$$

dove ρ_0 è la densità dell'esplosivo. L'equazione (2.37) è valida per $\rho_0 > 1 \text{ g/cm}^3$, in quanto per valori di densità inferiori, la pressione di detonazione decresce.

La pressione alle pareti del foro è definita come:

$$p_B = \frac{p_{CJ}}{2} \quad (2.38)$$

Il fenomeno che segue la formazione dell'onda di detonazione è l'espansione dei gas prodotti dalla detonazione che genera forti pressioni sulle pareti del foro creando, in prossimità del punto di sparo, una zona di comminazione oltre la quale le onde di volume P, prodotte dalla pressione, si propagano nell'ammasso roccioso in tutte le direzioni. L'effetto di questo fenomeno è la formazione di nuove superfici di frattura o l'estensione di quelle già esistenti

lungo le direzioni più favorevoli (Fig. 2.14), con una velocità pari a $0,25 \div 0,38$ volte la velocità dell'onda sismica P.

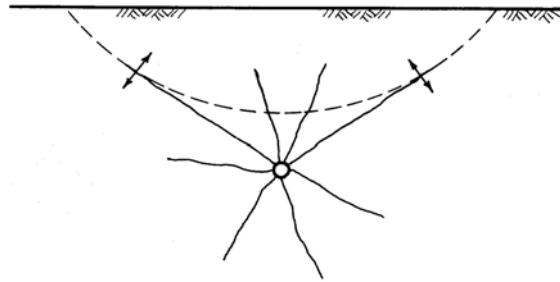


Fig. 2.14 – Propagazione delle fratture più favorevole rispetto all'onda P riflessa (linea tratteggiata).

Il contributo dell'espansione dei gas generati dalla reazione chimica dell'esplosivo non è facilmente stimabile per la complessità del fenomeno: in particolare, le condizioni di pressione e di temperatura diventano tanto più difficili quanto più ci si allontana dalle condizioni ideali, in quanto l'equazione di stato dei gas prodotti diventa sempre meno isoentropica ed i gas tendono ad espandersi spingendo contro le pareti del foro, precedentemente sottoposto a pressioni radiali, tangenziali e assiali.

In termini energetici, il fenomeno della volata comprende tre fenomeni:

1. il lavoro compiuto per deformare e fratturare la roccia;
2. le sovrappressioni rilasciate in aria;
3. il lavoro necessario per vincere la forza di gravità e gli attriti.

In particolare, il lavoro compiuto per deformare e fratturare la roccia è stato trattato da diversi autori (Gama e Nelson; Ouchterlony) che, partendo dalla teoria di Griffith, hanno definito che una frattura continuerà a propagarsi se ad una sua estremità l'energia di deformazione disponibile per la formazione di nuove superfici (U) è superiore alla resistenza del materiale:

$$-\frac{dU}{da} > K_{IC} \quad (2.39)$$

dove a è la lunghezza della frattura e K_{IC} è la resistenza del materiale alla propagazione della frattura. Nelle condizioni di sforzo esercitato sul foro, è possibile approssimare l'energia impiegata per la formazione di nuove superfici di frattura con la (2.40):

$$-\frac{dU}{da} = \frac{1-v^2}{E} K_I^2(a) \quad (2.40)$$

dove ν è il coefficiente di Poisson; E è il modulo elastico del materiale e K_I è lo stress intensity factor, che identifica l'energia disponibile per la propagazione della frattura, esprimibile come:

$$K_I \propto p \cdot \sqrt{\pi a} \quad (2.41)$$

dove p è la pressione esercitata dal gas in espansione.

Le perdite in sovrappressione sono invece difficilmente valutabili a priori, in quanto l'airblast può essere generata dalla sovrapposizione degli effetti di tre fenomeni, quali l'espansione dei gas di detonazione in atmosfera, le vibrazioni delle superfici libere indotte dall'onda diretta e le vibrazioni prodotte delle onde superficiali. La propagazione delle onde sonore inoltre è profondamente influenzata da parametri difficilmente stimabili, quali la pressione atmosferica, la temperatura, l'inversione termica, l'umidità, la velocità e la direzione del vento, ecc.

Per valutare il lavoro compiuto contro la forza di gravità e gli attriti, è necessario stimare lo spostamento del centro di massa della bancata e la sua traiettoria, che varia da caso a caso.

Dalle suddette considerazioni, si può affermare che il rendimento dell'esplosivo e la quota parte della sua energia interna effettivamente disponibile per compiere lavoro meccanico sulla roccia non dipende solo dalle caratteristiche dell'esplosivo, ma anche dall'ammasso roccioso in cui è inserito. Infatti, nel caso di roccia molto fratturata, è preferibile utilizzare esplosivi a basse velocità di detonazione ed elevata produzione di volumi di gas. La Fig. 2.15 mostra la variazione del lavoro di espansione in funzione del rapporto di espansione volumetrica; in particolare, le curve rappresentate sono state ottenute utilizzando un software di calcolo ed imponendo la velocità di detonazione V_0 costante nel tempo (cioè uniforme rispetto alla direzione di propagazione dell'onda di detonazione).

L'interazione tra le caratteristiche fisiche dell'ammasso roccioso e gli effetti della detonazione influenza profondamente l'efficacia della volata; infatti, il lavoro compiuto dall'esplosivo potrebbe essere determinato quantitativamente solo se si considera l'ammasso roccioso investito dalle onde di vibrazione come mezzo puramente elastico e fragile. Di conseguenza, l'applicazione del suddetto modello semplificato necessita l'adozione di forti assunzioni sul tipo di fratture preesistenti, sul loro numero, sulla lunghezza e sull'orientamento.

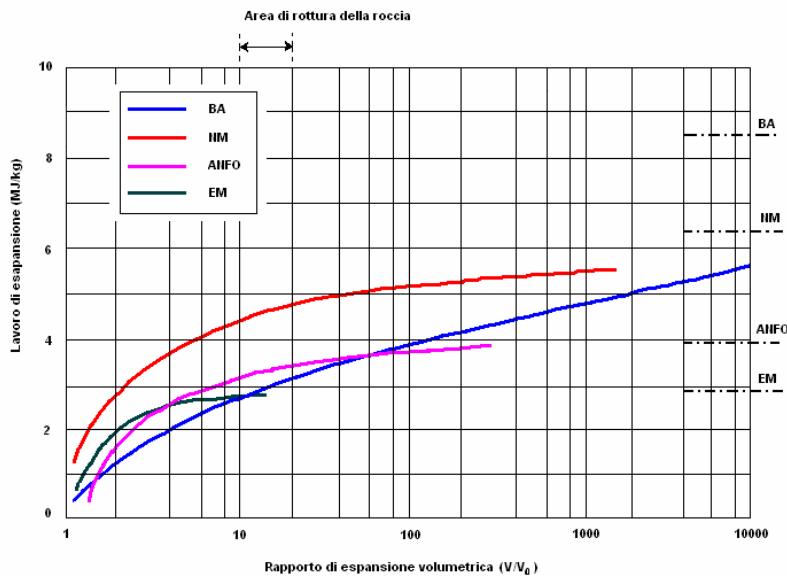


Fig. 2.15 – Lavoro compiuto dai gas di espansione per frantumare la roccia in funzione del volume specifico per uno slurry (BA), nitrometano (NM), ANFO ed una emulsione (EM). I valori inferiori si riferiscono a rocce più resistenti e fragili, i valori superiori a rocce più duttili (Persson e al., 1994).

2.4.1.4. Misure di vibrazione

Oggi giorno gli effetti della sismicità indotta dalle volate di abbattimento sono di grande rilievo, in quanto possono indurre danni a strutture e manufatti, limitrofi alla zona di sparo, da salvaguardare. A tale scopo, è necessaria la valutazione ed il controllo della sismicità in fase sia di progetto sia di esecuzione dei lavori.

Il monitoraggio dei livelli di vibrazione deve essere condotto utilizzando affidabili catene di misura formate da trasduttori, da strumenti di acquisizione e da un software dedicato per l'elaborazione del segnale (Capitolo 4).

L'insieme delle misure deve essere concepito come un importante apporto alla progettazione ed alla ottimizzazione degli spari utilizzati per la realizzazione di opere (superficiali ed in sotterraneo) o per la coltivazione di cave. Conseguentemente la fase di controllo della sismicità deve essere seguita costantemente da personale esperto in grado di intervenire professionalmente anche sul dimensionamento delle cariche e sulla distribuzione degli inneschi in funzione dell'evoluzione dei fronti e quindi delle distanze in gioco, specialmente nelle volate in galleria che impongono sempre l'uso di più detonatori dello stesso tempo nominale.

L'esecuzione della misura di sismicità prevede alcune scelte preliminari. La prima è il posizionamento delle stazioni di misura. A questo proposito, le normative vigenti nazionali ed internazionali collocano i trasduttori in prossimità del manufatto da salvaguardare, in particolare sulle fondazioni, sulla struttura stessa o sulla superficie. Le stazioni di misura posizionate sulla struttura da salvaguardare sono in generale utilizzate per la valutazione degli effetti della sismicità indotta dalla detonazione sulle strutture indagate, mentre il posizionamento dei trasduttori in prossimità della struttura stessa predilige il monitoraggio superficiale della sismicità indotta da cariche esplosive. Il rischio di danno è regolamentato dalle normative che prescrivono valori di soglia in termini di "peak particle velocity" (PPV) o di "peak particle acceleration", entrambi strettamente correlati alla frequenza. In generale, le normative preferiscono correlare il livello di danno alla PPV, supportate dal fatto che esistono curve di correlazione empirico-statistico tra PPV ed il livello di danno, tanto più affidabili quanti più dati vengono acquisiti. Infatti, l'equazione del moto in un solido elastico sono:

$$\begin{aligned}\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= (\lambda + G) \frac{\partial \Delta}{\partial x} + G \nabla^2 u + \rho X \\ \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= (\lambda + G) \frac{\partial \Delta}{\partial y} + G \nabla^2 v + \rho Y \\ \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} &= (\lambda + G) \frac{\partial \Delta}{\partial z} + G \nabla^2 w + \rho Z\end{aligned}\tag{2.42}$$

dove ρ è la densità; u, v, w sono gli spostamenti lungo la direzione delle x, y, z ; t è il tempo; λ è l'allungamento quadratico di Lamè; G è il modulo di rigidità; Δ è la deformazione volumetrica (approssimato con $\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$); x, y, z sono le variabili spaziali e X, Y, Z sono somma delle forze di volume (body forces) rispettivamente nelle direzioni x, y, z . La costante di Lamè λ ed il modulo di rigidità G sono definiti nella relazione (2.43) che lega lo sforzo (σ) e la deformazione (ε) in campo elastico lineare:

$$\sigma_1 = (\lambda + 2G)\varepsilon_1 + \lambda\varepsilon_2 + \lambda\varepsilon_3\tag{2.43}$$

Considerando la densità e le forze di volume costanti e differenziando la (2.42) rispetto a x, y, z si ottiene la (2.44):

$$\frac{\partial^2 \Delta}{\partial t^2} = \frac{(\lambda + 2G)}{\rho} \nabla^2 \Delta\tag{2.44}$$

che rappresenta l'equazione di un'onda di pressione che si muove con velocità

$$c_p = \sqrt{\frac{(\lambda + 2G)}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (2.45)$$

in cui E è il modulo di Young e ν è il coefficiente di Poisson.

Se il materiale in questione è sottoposto a moto armonico, l'equazione del moto diventa:

$$u = A \cdot \sin(x - ct)/L$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \dot{u} = -(2\pi c A/L) \cdot \cos 2\pi(x - ct)/L \quad (2.46)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \varepsilon = (2\pi c A/L) \cdot \cos 2\pi(x - ct)/L$$

dove c è la velocità di propagazione dell'onda nel mezzo. Confrontando le equazioni precedenti si ottiene:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -c \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$\varepsilon = -\frac{\dot{u}}{c} \quad (2.47)$$

che, scrivendo il legame sforzo/deformazione

$$\sigma = (\lambda + 2G) \cdot \varepsilon \quad (2.48)$$

e sfruttando la (2.45), la (2.48) può essere espressa in termine di sforzo:

$$\sigma = -\frac{\dot{u} E(1-\nu)}{c_p (1-\nu)(1-2\nu)}$$

$$\sigma = -c_p^2 \rho \varepsilon$$

$$\sigma = -c_p \rho \dot{u} \quad (2.49)$$

Le equazioni (2.49) correlano lo sforzo, la deformazione, la velocità di propagazione dell'onda e la velocità delle particelle, confermando che i meccanismi di rottura si innescano quando i limiti di deformazione sono superati provocando fratturazione e quindi possono indurre rischio di danno alle strutture. Tali equazioni, inoltre, mostrano che la velocità di vibrazione è un parametro caratteristico della probabilità di danno. Questo approccio puramente teorico è supportato da un approccio empirico-probabilistico sviluppato da Siskind.

La Fig. 2.16 riporta numerosi "case histories" durante i quali è stato riscontrato danno alle strutture in funzione dello spostamento massimo registrato e della frequenza, evidenziando il confronto tra i risultati delle misure di vibrazione con linee di tendenza, calcolate per il danno

minore e massimo. Queste linee di tendenza sono state calcolate, ad esempio, per danno minore nel modo seguente:

dalla seconda legge delle

$$u = A \sin(\omega t + k)$$
$$\left| \dot{u} \right| = 2\pi f u$$
$$\left| \ddot{u} \right| = 2\pi f \dot{u} = 4\pi^2 f^2 u$$
(2.50)

si ottengono le (2.51):

$$\log u = \log \frac{\dot{u}}{2\pi f}$$
$$\log u = \log \frac{\dot{u}}{2\pi} - \log f$$
(2.51)

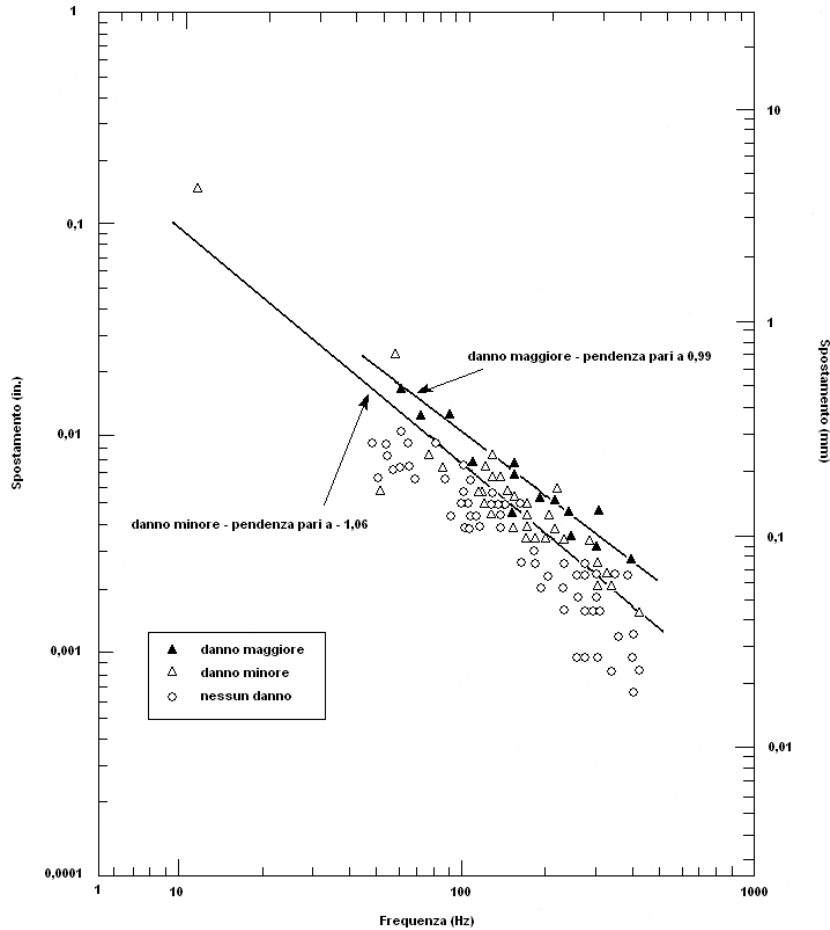


Fig. 2.16 – Grafico spostamento/frequenza ed entità del danno misurato. Nel grafico si vedono le curve che interpolano il danno maggiore ed il danno minore (Siskind, 1991).

Le equazioni (2.51) rappresentano la linea di tendenza del danno estetico avente $\dot{u} \approx 160$ mm/s e coefficiente angolare ≈ -1 .

Riportando la probabilità di danno in funzione della velocità delle particelle, si ottengono le curve di Fig. 2.17 dove, ad esempio, la velocità delle particelle pari a 160 mm/s corrisponde alla probabilità di danno del 50%.

Se invece considero l'accelerazione come parametro caratteristico della probabilità di danno, si ricava dalla terza equazione delle (2.50), procedendo come nel caso precedente:

$$\log u = \log \frac{\ddot{u}}{4\pi^2} - 2 \log f \quad (2.52)$$

La (2.52) rappresenta la linea di tendenza caratterizzata da un coefficiente angolare pari a -2 .

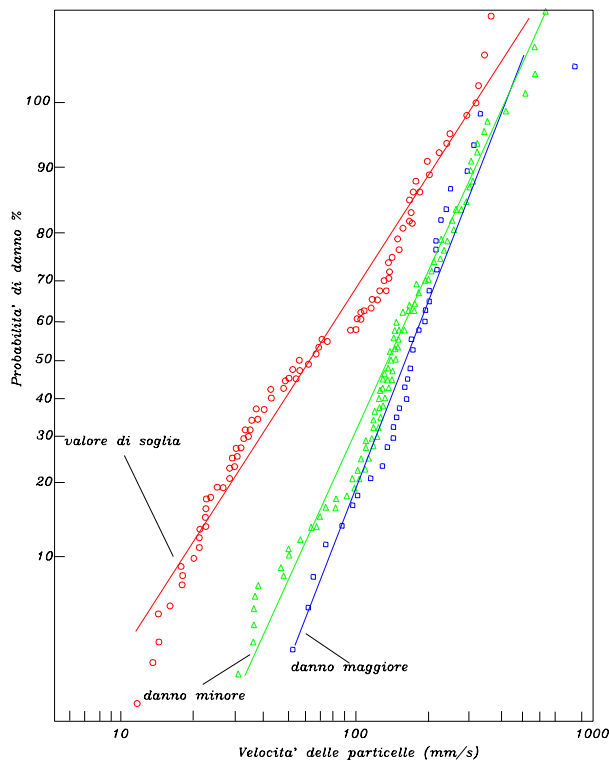


Fig. 2.17 – Probabilità di danno in funzione della velocità delle particelle misurata (Siskind,1991).

La determinazione della relazione, che lega gli effetti delle vibrazioni ed il danno indotto alle strutture, è molto complesso perché è funzione di molti parametri, quali la dimensione, i materiali utilizzati nella struttura, il metodo di costruzione ed il tipo di fondazione.

I maggiori danni indotti sulle strutture sono generati da spostamenti differenziali prodotti dalle onde sismiche che investono le fondazioni soggette a deformazioni strettamente dipendenti sia dalla lunghezza d'onda sia dalla risposta dell'edificio investito dal transiente. Queste deformazioni sono influenzate dalle caratteristiche delle onde sismiche, quali l'intensità, la frequenza dominante, il tipo d'onda, il range di frequenza, la lunghezza d'onda e la direzione dell'incidenza del fronte d'onda rispetto all'asse principale dell'edificio che possono influenzare in modo determinante il comportamento della struttura una volta sollecitata. A questo proposito, il più importante fattore da considerare è lo stress statico agente sugli elementi della struttura e l'aumento dei suoi valori iniziali che può raggiungere per il movimento del terreno e per le variazioni di temperatura ed umidità. I parametri precedentemente citati, sono a loro volta intimamente legati alla posizione relativa della sorgente di vibrazione e delle stazioni di misura (sorgente e stazioni di misura sotterranei, sorgente e misure in superficie, sorgente in superficie e stazioni di misure in profondità, infine sorgente in profondità e stazioni di misura in

sotterraneo); in particolare, si sintetizzeranno gli approcci ed i risultati sperimentali ottenuti da diversi autori ed indotti dai fenomeni vibratorii.

2.4.1.5. Sorgente in profondità e misure in profondità

Dal punto di vista sismico, la struttura è interessata da due tipi di fenomeni regolati da relazioni diverse che legano i parametri caratteristici dell'onda e la quantità di esplosivo. Se vi è continuità del massiccio roccioso lungo la distanza più breve tra la sorgente ed il manufatto, una porzione di questo (la più vicina allo sparo) sarà interessata sostanzialmente da onde di compressione e taglio, mentre la porzione restante di energia subirà fenomeni sismici più complessi le cui leggi sono governate dalla presenza del vuoto, dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso e dai rapporti geometrici tra struttura e punto di sparo (estensione, orientazione rispetto alla sorgente). Ciò impone sia in sede di progetto sia in fase di controllo un'impegnativa campagna di misure volta a riconoscere le due fenomenologie fondamentali e ad individuare i valori dei coefficienti delle leggi che le definiscono.

E' da sottolineare che tale possibilità di discriminazione permette di affrontare con maggiore affidabilità i seguenti problemi di sicurezza:

- stabilità delle strutture;
- integrità dei materiali (roccia e rivestimento);
- sicurezza di macchinari o strumentazioni alloggiati all'interno dei manufatti.

Per individuare il tipo di problema, a cui ci si deve riferire occorre tener conto delle dimensioni delle strutture e della durata del transiente. In generale, per quanto riguarda la dimensione della struttura, può essere opportuno considerare l'integrità dei materiali, a brevi distanze; mentre a grande distanza dalla sorgente si deve fare riferimento, con molta probabilità, alla stabilità complessiva dell'opera. La durata del transiente è molto breve per spari prossimi al manufatto, ad esempio frazioni di millisecondo nella fase compressiva dell'onda, ed aumenta progressivamente con la distanza.

In materia di sicurezza dei materiali o strumentazioni, la letteratura specialistica fornisce indicazioni per i valori di soglia della sismicità; al contrario, sono molto limitati i suggerimenti relativi a diverse tipologie delle strutture in sotterraneo e pertanto sono necessari, di volta in volta, studi appropriati. Per la sicurezza dei materiali si può fare riferimento a relazioni del tipo:

$$\sigma = \rho c_1 v \quad (2.53)$$

$$\tau = \rho c_2 v \quad (2.54)$$

da cui si ottengono i valori della velocità limite v_{\max} in corrispondenza dei valori di resistenza a compressione e taglio dei materiali:

$$v_{\max} = \frac{\sigma}{\rho c_1} \tag{2.55}$$

$$v_{\max} = \frac{\tau}{\rho c_2} \tag{2.56}$$

dove ρ è la densità dei materiali; c_1 e c_2 sono rispettivamente le velocità sismiche delle onde di compressione e taglio; v è la velocità delle particelle; σ e τ sono le sollecitazioni di compressione e taglio.

La velocità delle particelle è direttamente correlata allo stato dinamico di stress dell'ammasso roccioso, ma non esistono ancora normative che lo regolino in funzione dello stato di sollecitazione, ma si basano solo sulle misure svolte negli anni precedenti. Per valutare la PPV in gallerie, sono state monitorati gli effetti delle diverse volate con l'uso di esplosivo per la realizzazione di una galleria su una preesistente, utilizzando geofoni posizionati ogni 50 cm lungo il pavimento e le pareti della galleria montati sia sul rivestimento sia all'interno dell'ammasso roccioso (Berry e Dantini, 1985). I risultati hanno manifestato un'importante contributo dell'onda di sovrappressione (Fig. 2.18).

Valutando l'attenuazione della sismicità in funzione della distanza radiale dalle pareti della galleria, alla profondità di 3,1 m dalla pavimentazione della galleria, si nota che l'attenuazione del livello di vibrazione risulta aumentata per la mancanza della sovrappressione in aria. Il calcolo del rapporto tra le velocità registrate di sovrappressione e quelle sismiche si osserva che il valore del rapporto aumenta all'aumentare della distanza scalata (Fig. 2.19).

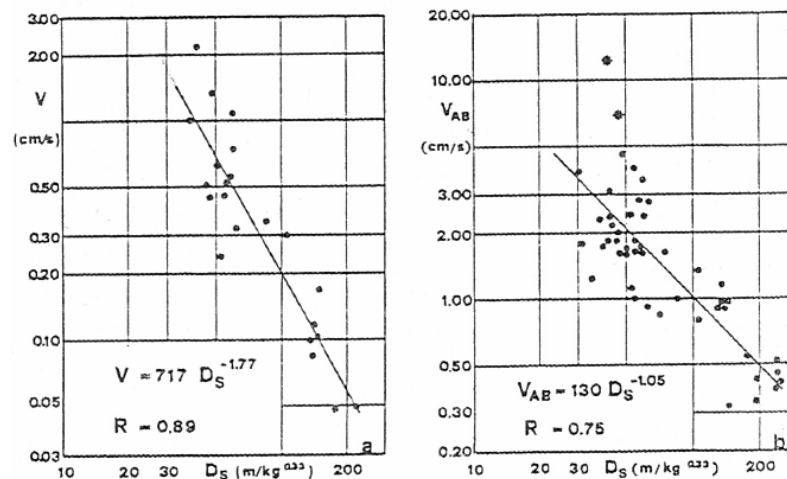


Fig. 2.18 – Pseudovettore della velocità massima delle particelle rappresentanti l'onda sismica (a sinistra) e l'onda di pressione (destra).

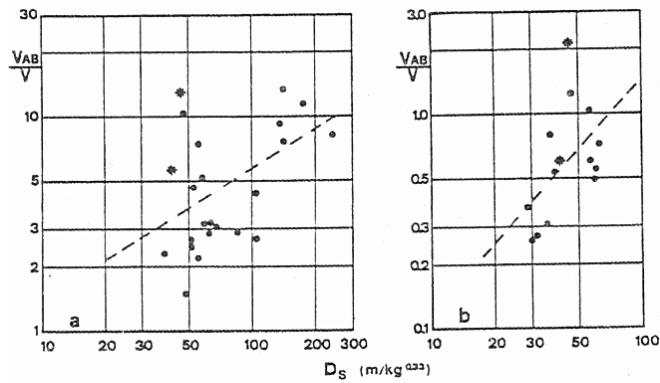


Fig. 2.19 – Rapporto tra i pseudovettori di velocità (onda di compressione/onda sismica). Valori misurati a livello del pavimento (a sinistra) ed alla profondità di 3,1 m (a destra).

Gli usuali modelli esponenziali matematico-statistici, che correlano la velocità indotta con le distanze in gioco e la quantità di carica, non consentono di rappresentare complessivamente le fenomenologie, poiché sono estremamente variabili gli schemi di sparo, le tipologie delle strutture e le leggi di sismicità. Un tipico esempio è rappresentato dall'ampia variabilità dei valori di velocità, misurati in una galleria e generati da spari in una galleria adiacente (Berry e Dantini, 1986), che non consente analisi statistiche significative (Fig. 2.20).

Sulla base delle più recenti esperienze, nell'ambito di una distribuzione anche estremamente dispersa si possono riconoscere i fenomeni principali che caratterizzano un sisma indotto. Ciò consente di affrontare con maggiore affidabilità il problema della stima della sismicità, in quanto la correlazione statistica risulta certamente più elevata e più efficace per l'utilizzazione dei risultati sperimentali sia in fase di progetto che di controllo.

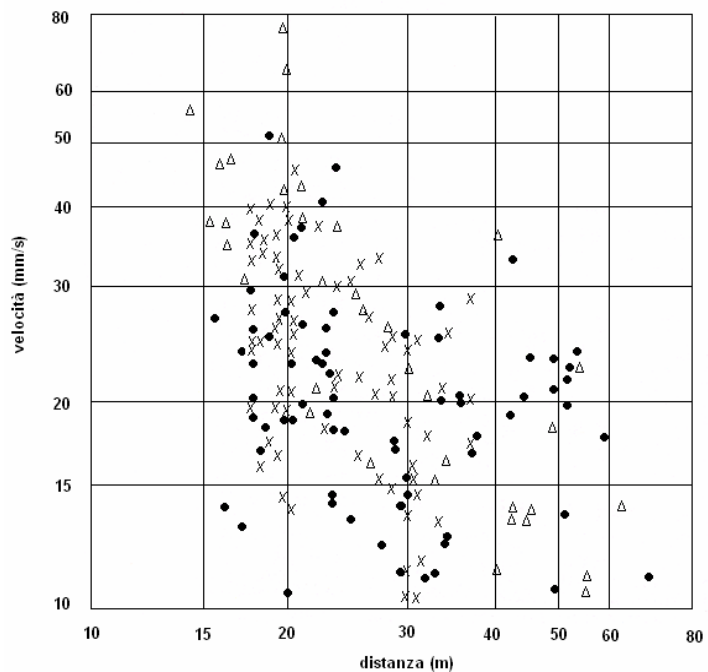
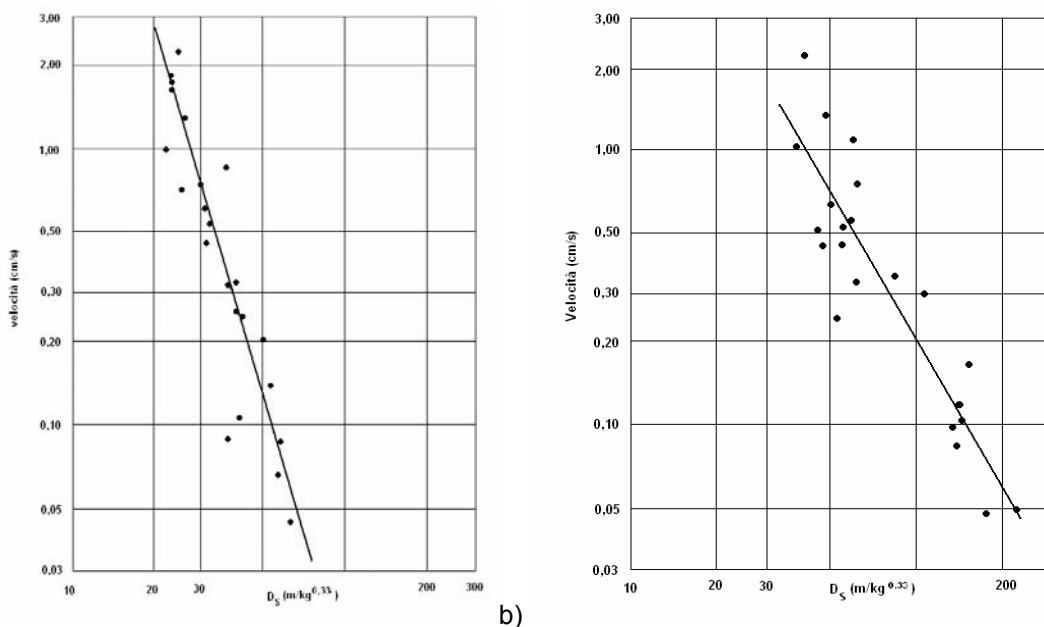


Fig. 2.20 – Valori di picco della velocità delle particelle in funzione della distanza tra punto di sparo e geofoni. Le misure sono state effettuate in 7 stazioni (Berry e Dantini, 1986).



a) b) Fig. 2.21 – Indagini preliminari per la valutazione della sismicità del massiccio (a) e sul piano di calpestio (b). (Berry e Dantini, 1986).

Tale approccio al problema è stato applicato nel caso di una galleria il cui tracciato incrocia una galleria preesistente (Berry e Dantini, 1986). In questo caso, l'analisi è stata effettuata

distinguendo le diverse situazioni:

- a) fronte di scavo in avvicinamento alla galleria preesistente;
- b) fase di incrocio;
- c) fronte in allontanamento.

Il confronto tra i risultati ottenuti con le indagini preliminari, utilizzati per il progetto delle volate, e quelli ottenuti per controllare gli effetti indotti dall'esplosivo (Fig. 2.21 a), mette in evidenza la notevole affidabilità delle misure preliminari.

Preventivamente, è stata anche studiata la sismicità indotta dalle volate sul piano di calpestio della galleria (Fig. 2.21 b). Come è da attendersi questo ultimo fenomeno è regolato da una legge di attenuazione notevolmente diversa da quella della sismicità misurata nel massiccio.

I risultati delle misure nel vuoto sono stati utilizzati per dimensionare le volate nella fase di allontanamento e sono in ottimo accordo (Fig. 2.22) con le misure di controllo eseguite all'interno del manufatto (galleria preesistente).

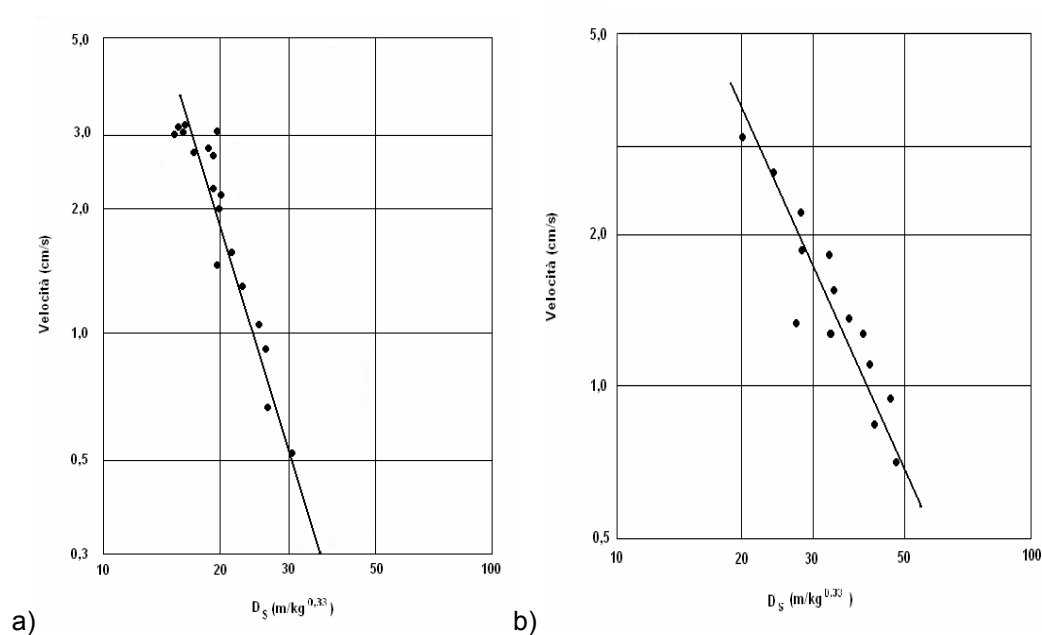


Fig. 2.22 – Misure di controllo della velocità sismica con il fronte in avanzamento (a) ed in allontanamento (b). (Berry e Dantini, 1986).

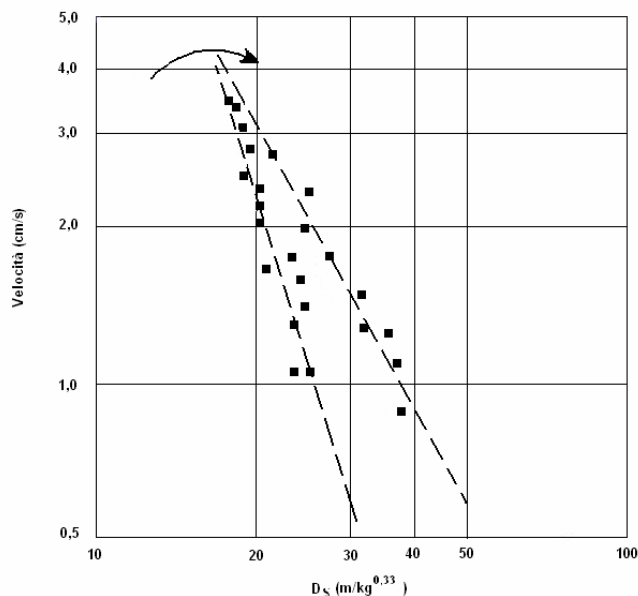


Fig. 2.23 – Passaggio della sismicità diretta alla sismicità in presenza del vuoto. (Berry e Dantini, 1986).

La diversità del fenomeno vibratorio in caso di avvicinamento ed allontanamento risulta confermato dalle misure eseguite durante la fase di incrocio; infatti, si è riscontrato un passaggio graduale dei valori di sismicità dalla fenomenologia indotta nel massiccio a quella guidata dalla presenza del vuoto (Fig. 2.23).

Si deve sottolineare che quanto riscontrato in questo esempio, pur avendo carattere di generalità, è regolato da parametri i cui valori sono funzione della distanza verticale tra le due gallerie. Inoltre, entro un angolo solido che ha vertice nel fronte di scavo, prevale la sismicità connessa alle onde di volume, mentre all'esterno assume maggiore rilevanza la sismicità che si propaga lungo il manufatto da salvaguardare, regolata dall'interazione fra transiente e struttura. In questo contesto, un successivo studio (Berry e Dantini, 1993) ha permesso di determinare la relazione più idonea a valutare la sismicità indotta da detonazione di cariche esplosive su una galleria preesistente da salvaguardare, alla distanza minima di 12 m, scavate in una formazione carbonatica. Il monitoraggio della sismicità, condotta utilizzando geofoni (Fig. 2.24), posti sempre alla minima distanza tra l'opera sotto controllo e la sorgente del sisma, ha portato alla registrazione di valori del massimo vettore velocità in funzione della distanza scalata, riportati in Fig. 2.25, dove a sinistra sono rappresentati i risultati determinati dalle volate in avvicinamento alla galleria preesistente ed a destra sono riportati i livelli di vibrazione ottenuti al fronte, in corso di scavo, che sotto passa e si allontana dall'incrocio con l'altra galleria.

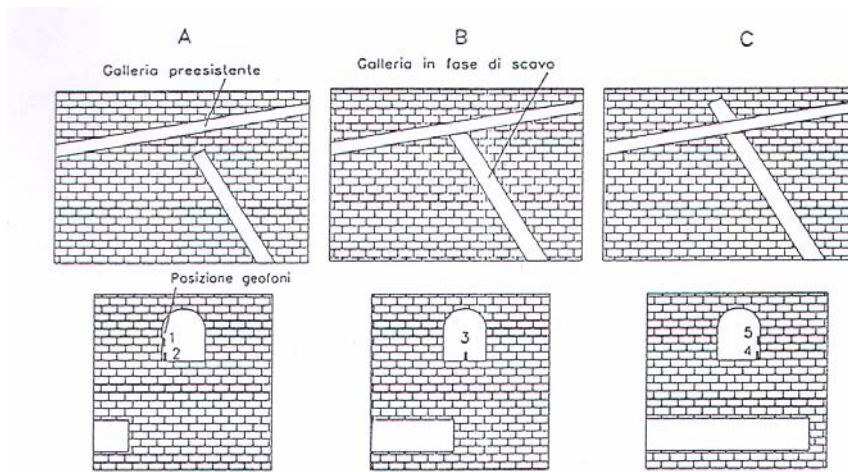


Fig. 2.24 – Posizione relative delle gallerie e posizione dei geofoni. (Berry e Dantini, 1993).

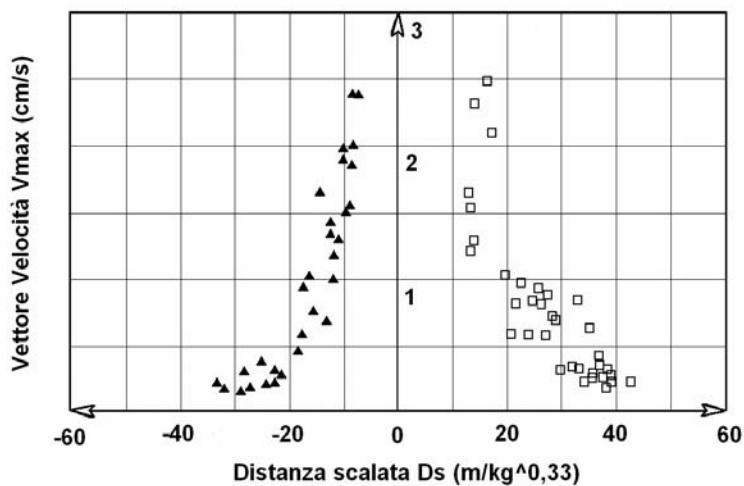


Fig. 2.25 – Velocità (Berry e Dantini, 1993), in avvicinamento (quadrati) ed in allontanamento (triangoli).

La Fig. 2.25 evidenzia la sensibile differenza tra i valori del vettore di velocità massima; in particolare, a parità di distanza scalata il picco delle velocità assume, con uniformità statistica, valori più elevati (quasi il doppio) quando il fronte si allontana dalla galleria preesistente.

Considerando i due stati di avanzamento ed avvicinamento gli autori propongono due relazioni rispettivamente:

$$v_{\max} = 128 \cdot D_S^{-1,89} \quad (2.57)$$

$$v_{\max} = 225 \cdot D_S^{-1,81} \quad (2.58)$$

Queste leggi sono riportate in Fig. 2.26, dove si conferma un diverso grado di dispersione dei valori e la diversa entità dei sismi prodotti in avanzamento ed in allontanamento del fronte.

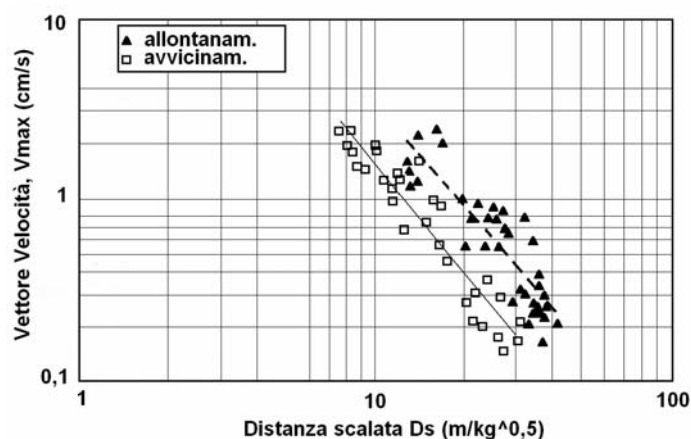


Fig. 2.26 – Leggi empiriche di attenuazione, calcolate in modo statistico. (Berry e Dantini, 1993).

Per quanto riguarda questo aspetto, sono state condotte ulteriori campagne di misura (Berry ed al., 1999) per valutare la sismicità indotta in una galleria preesistente durante la realizzazione della limitrofa galleria Pozzana della Strada Statale "Sorrentina" (sezione 100 m² e lunghezza 1039 m) che attraversa l'ammasso roccioso carbonatico. I risultati hanno mostrato che i livelli raggiunti dalle vibrazioni nell'ammasso roccioso all'interno della galleria in corso di realizzazione sono notevolmente influenzati dalla presenza di eventuali pretagli realizzati con una tagliatrice a catena.

Le misure di vibrazione sono state condotte durante volate sul fronte della galleria, per analizzare i fenomeni connessi con l'allargamento della sezione senza e con pretaglio (Figg. 2.27 e 2.28). I diagrammi bilogarithmici mostrano che i valori del vettore velocità sono condizionati oltre che dal pretaglio anche dalla presenza del tunnel pilota, che determina una sensibile riduzione della sismicità indotta, in quanto il foro pilota, essendo interposto tra la sorgente dei sismi (fori da mina a destra del tunnel pilota) e la galleria da tutelare, funziona come una discontinuità artificiale nei confronti della propagazione delle onde sismiche in direzione della galleria da salvaguardare.

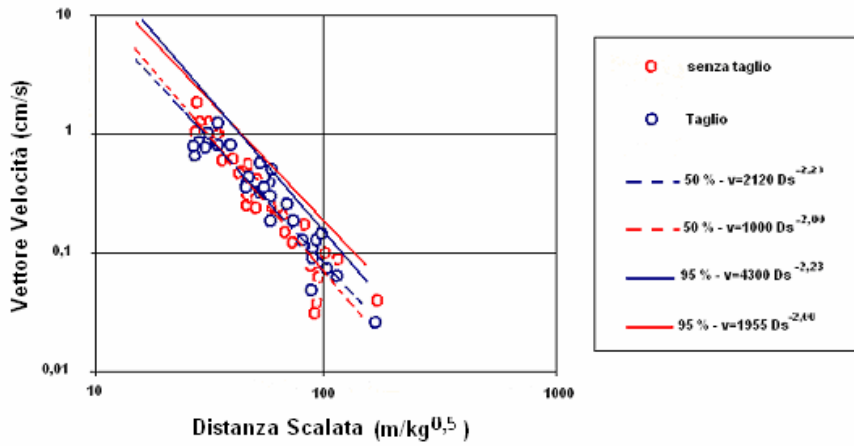


Fig. 2.27 – Spari in calotta: valori del vettore velocità delle particelle in presenza ed in assenza di giunto artificiale, in funzione della distanza scalata (Berry e al., 1999).

L'influenza del pretaglio sulle dimensioni e le caratteristiche fisiche del fenomeno sismico non è però molto evidente; infatti, le rette di regressione con probabilità 50% e 95% di Fig. 2.27 sono quasi coincidenti e si intersecano in accordo con la constatazione che i due insiemi di punti sono indifferenziati.

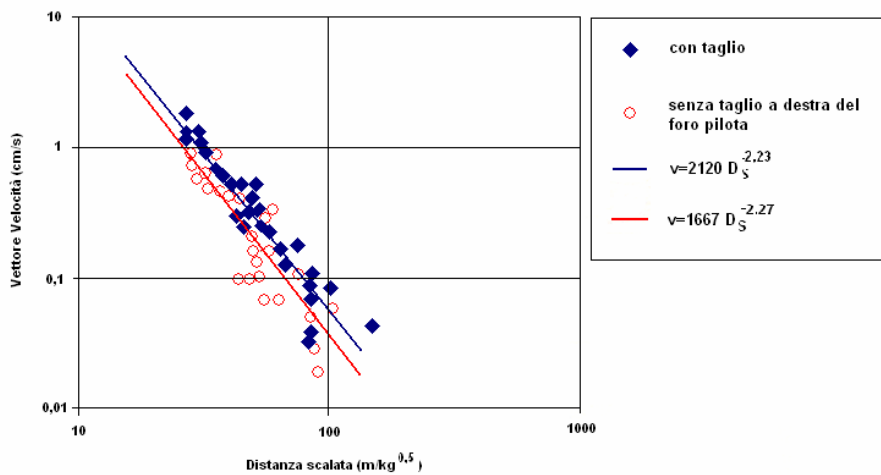


Fig. 2.28 – Spari in calotta: influenza del preforo, in rosso, sui valori del vettore velocità delle particelle (Berry e al., 1999).

La successiva analisi statistica, di spari a sinistra del foro pilota, ha permesso di determinare le seguenti relazioni con livello di confidenza del 50% e del 95% con presenza di pretaglio:

$$\begin{aligned} v(50\%) &= 2120 \cdot D_s^{-2,23} \\ v(95\%) &= 4300 \cdot D_s^{-2,23} \end{aligned} \quad (2.59)$$

e senza pretaglio:

$$\begin{aligned} v(50\%) &= 1000 \cdot D_S^{-2,00} \\ v(95\%) &= 1955 \cdot D_S^{-2,00} \end{aligned} \tag{2.60}$$

Nel caso di detonazione in calotta a destra del foro pilota, in assenza di pretaglio, l'analisi statistica di correlazione ha fornito le seguenti espressioni, la prima delle quali è stata riportata anche in Fig. 2.28:

$$\begin{aligned} v &= 1667 \cdot D_S^{-2,27} \\ v &= 5640 \cdot D_S^{-2,27} \end{aligned} \tag{2.61}$$

Osservando la Fig. 2.28, le due configurazioni di prova hanno rilevato che le mine a destra del foro pilota presentano una sismicità meno elevata di quella indotta dai fori a sinistra del foro pilota (con e senza la presenza del taglio).

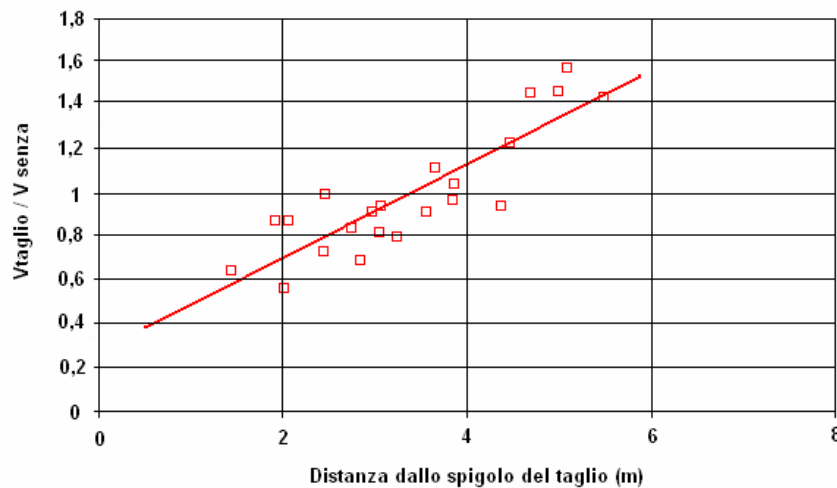


Fig. 2.29 – Influenza del pretaglio sulla sismicità indotta. Valori del vettore della velocità delle particelle (Berry e al., 1999).

Durante la fase di ribasso, infine, i transienti hanno manifestato livelli di velocità sismica, in presenza ed in assenza di pretaglio (Fig. 2.30) caratterizzati, nel primo caso dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} v(50\%) &= 58 \cdot D_S^{-1,56} \\ v(95\%) &= 108 \cdot D_S^{-1,56} \end{aligned} \tag{2.62}$$

nel secondo caso di continuità del massiccio roccioso, il vettore velocità è rappresentato dalla seguenti equazioni:

$$\begin{aligned} v(50\%) &= 76,2 \cdot D_S^{-1,54} \\ v(95\%) &= 140 \cdot D_S^{-1,54} \end{aligned} \quad (2.63)$$

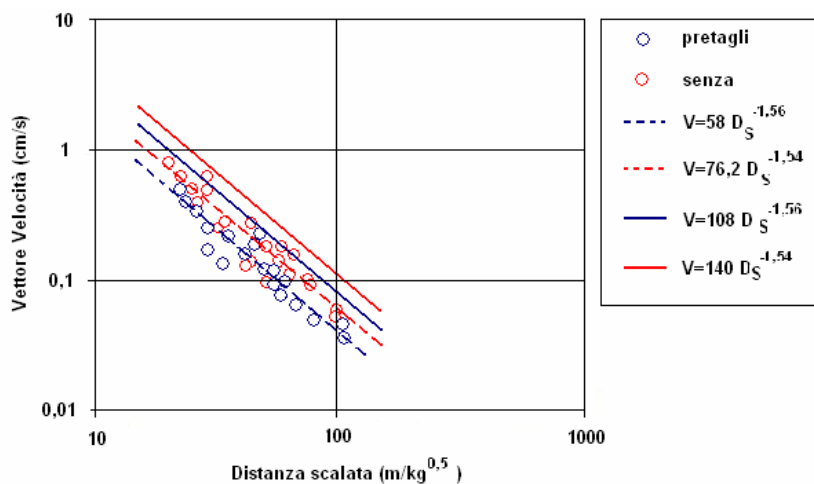


Fig. 2.30 – Sismicità indotta dalle mine di ribasso. Sono fornite le relazioni statistiche relative al 50 % ed al 95 % di affidabilità sia in presenza sia in assenza di pretaglio (Berry e al., 1999).

2.4.1.6. Sorgente superficiale e misure in superficie

Il monitoraggio della sismicità indotta da detonazione di cariche esplosive ha lo scopo primario di evitare o limitare i possibili danni indotti sulle strutture limitrofe alla zona di sparo; perciò, gli studi sono stati rivolti alla ricerca del parametro delle onde sismiche più direttamente correlato al rischio di danno. I risultati sperimentali hanno dimostrato che il parametro da utilizzare varia di volta in volta dallo spostamento alla velocità o all'accelerazione massima al passaggio dell'onda sismica. Inoltre, i dati hanno permesso di individuare un criterio di sicurezza che determina valori limite di soglia oltre i quali si può verificare danno alle strutture da salvaguardare. Un esempio pratico è fornito dai risultati dell'analisi statistica di valori di velocità ottenuti da misure dirette di sismicità indotta da 40 volate (carica massima per ritardo compresa tra 0,8 kg e 350 kg) in cave a cielo aperto di arenaria, calcare, marne, travertino, basalto e leucitite (Carastro e Dantini, 1976), che hanno permesso di determinare i valori dei parametri caratterizzanti la legge empirica del metodo della distanza scalata (Tab. 2.2).

Dai parametri calcolati, è possibile concludere che la dispersione dei dati è molto elevata, probabilmente a causa dell'anisotropia della potenza della formazione o per la presenza di vuoti sotterranei. Considerando tutti i valori di velocità registrati per tutti i tipi di formazioni rocciose

interessate, è possibile determinare le relazioni esistenti per le principali componenti del vettore velocità (Figg. 2.31 e 2.32):

$$v_V = 74,6 \cdot \left(\frac{R}{Q^{0,5}} \right)^{-1,86} \quad \text{componente verticale} \quad (2.64)$$

$$v_L = 64,3 \cdot \left(\frac{R}{Q^{0,5}} \right)^{-1,59} \quad \text{componente longitudinale} \quad (2.65)$$

$$v_T = 50,2 \cdot \left(\frac{R}{Q^{0,5}} \right)^{-1,60} \quad \text{componente trasversale} \quad (2.66)$$

queste equazioni sono utili per prevedere, in assenza di misure dirette, l'ordine di grandezza dei valori della velocità massima delle particelle per volate analizzate; infatti, fissato il valore limite del vettore massimo di velocità a 5 cm/s, la distanza scalata, sotto la quale il rischio di danno è improbabile, risulta pari a $20 \text{ m/kg}^{0,5}$.

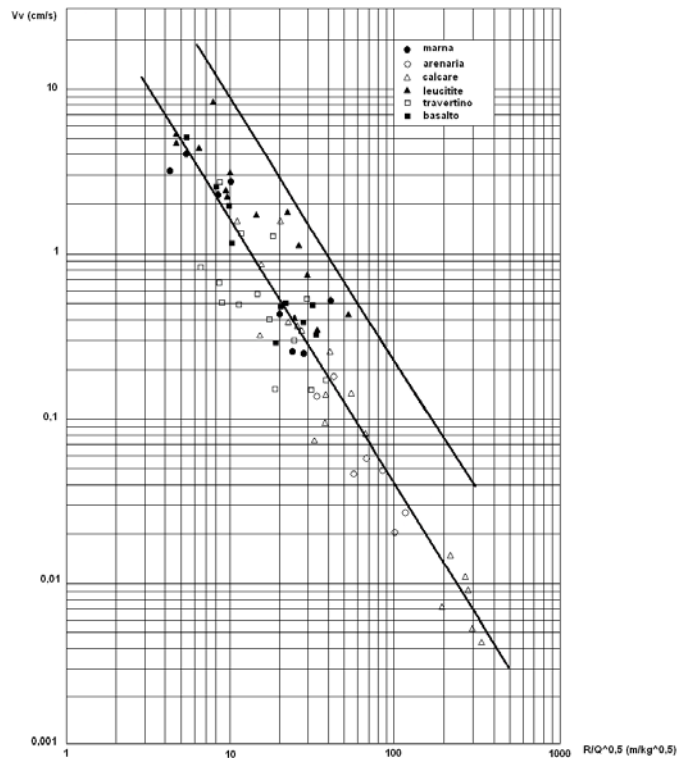


Fig. 2.31 – Componente verticale della velocità massima delle particelle del terreno in funzione della distanza scalata. (Carastro e Dantini, 1976).

<i>Roccia</i>	Componente	b	k	var(m)	var(b)	var(k)	r
<i>Arenaria</i>	v_v	1,64	37,95	0,03	0,10	2,81	0,90
	v_l	1,60	45,85	0,03	0,12	2,74	0,90
	v_t	—	—	—	—	—	—
<i>Calcere</i>	v_v	1,55	37,04	0,07	0,01	0,90	0,95
	v_l	1,63	68,90	0,05	0,01	0,68	0,96
	v_t	1,65	56,52	0,04	0,01	0,52	0,98
<i>Marne</i>	v_v	1,39	33,80	0,05	0,09	0,99	0,88
	v_l	1,29	29,41	0,02	0,06	0,63	0,91
	v_t	1,19	15,99	0,02	0,05	0,60	0,90
<i>Travertino</i>	v_v	1,93	114,86	0,04	0,06	1,13	0,92
	v_l	1,01	8,17	0,08	0,11	2,35	0,65
	v_t	1,36	23,02	0,08	0,01	2,10	0,77
<i>Leucitite</i>	v_v	1,31	42,14	0,08	0,06	1,46	0,81
	v_l	1,27	47,10	0,05	0,06	0,61	0,84
	v_t	1,12	20,44	0,08	0,04	0,01	0,89
<i>Basalto</i>	v_v	1,86	139,95	0,10	0,06	1,09	0,92
	v_l	1,48	49,62	0,04	0,04	0,55	0,94
	v_t	1,37	24,32	0,07	0,02	0,35	0,95

b = esponente di regressione;
 k = intercetta;
 var(m) = varianza di un valore medio stimato;
 var(b) = varianza di b;
 var(k) = varianza di k;
 r = coefficiente di correlazione.

Tab. 2.2 – Valori dei parametri statistici della legge empirica del metodo della distanza scalata. (Carastro e Dantini, 1976).

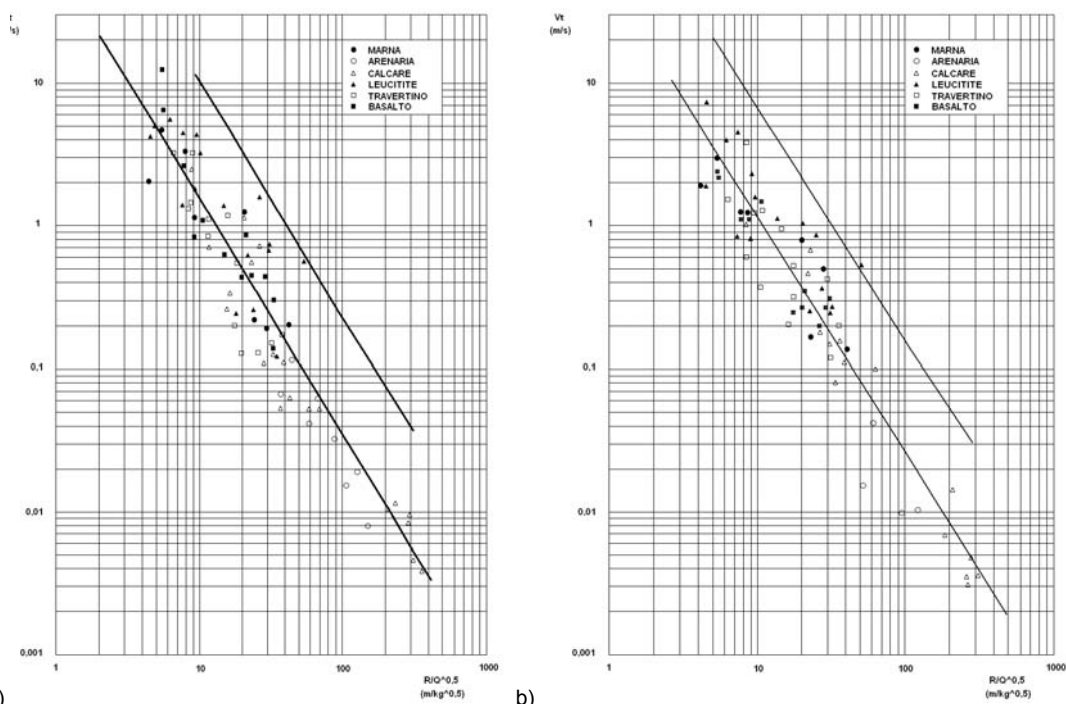


Fig. 2.32 – Componenti della velocità massima delle particelle del terreno sul piano xy in funzione della distanza scalata: a) componente longitudinale; b) componente trasversale. (Carastro e Dantini, 1976).

Un altro esempio di monitoraggio della sismicità indotta da spari in superficie su una galleria ferroviaria dimessa, scavata in roccia dolomitica, è stato fornito da Kaslik che ha evidenziato danni alle gallerie solo per spari distanti 1,1 m da essa, registrando valori massimi di velocità di picco pari a 59 mm/s (Kaslik e al., 2000). Tali risultati del monitoraggio sono riportati nella Fig. 2.33, dove i valori di velocità registrati sulla corona e sulla pavimentazione della galleria sono state confrontate con i livelli di vibrazioni alla superficie.

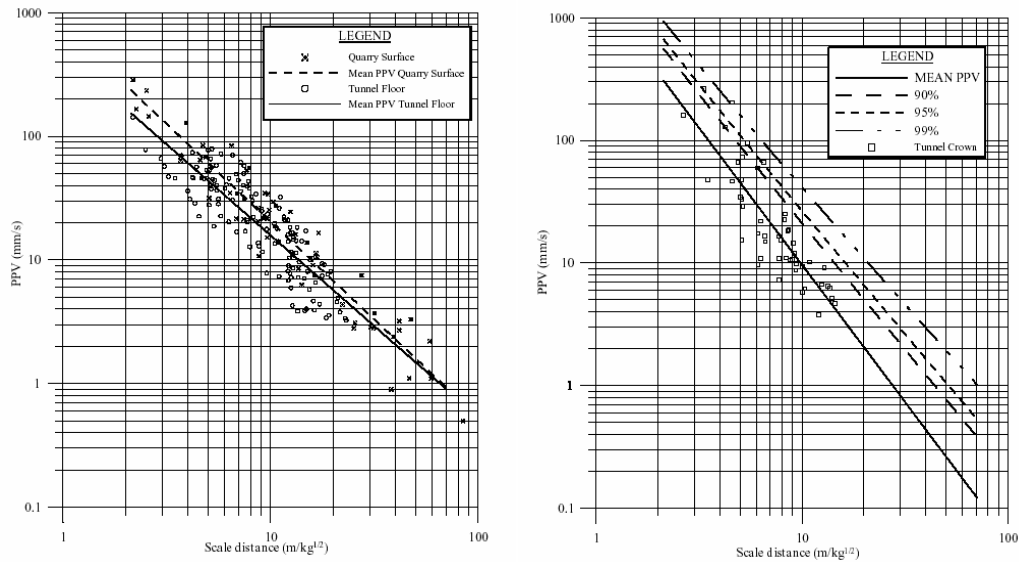


Fig. 2.33 – Valori della velocità massima di picco sulla corona esul pavimento della galleria (Kaslik e al., 2000).

Le equazioni derivanti dall'analisi statistica dei dati registrati, sono riportati in Tab. 2.3.

Dati	n	k	y	relazione	var(n)
Pavimento della galleria	134	465	1,469	$465 \cdot D_S^{-1,469}$	0,197
Superficie	59	775	1,580	$775 \cdot D_S^{-1,580}$	0,164
Corona della galleria (tutte le volate)	44	1665	2,236	$1665 \cdot D_S^{-2,236}$	0,189
Corona della galleria (volate che hanno prodotto danni)	15	957	2,106	$957 \cdot D_S^{-2,106}$	0,090
Pareti rocciose della galleria	24	676	1,919	$676 \cdot D_S^{-1,919}$	0,748

n = numero di volate monitorate;
var(n) = varianze del numero di volate.

Tab. 2.3 – Relazioni ricavate con il metodo della distanza scalata (Kaslik e al., 2000).

I risultati descritti sono molto importanti per la previsione del livello di vibrazione, ma non valutano l'influenza della frequenza, parametro fondamentale, com'è noto, da considerare per evitare danni alle strutture. A questo proposito, uno studio successivo ha evidenziato l'influenza delle frequenze in sismi registrati in cave di calcare fratturato (Dantini e Ronzisvalle, 2000). La sismicità indotta da volate di carica massima di ritardo variabili tra 1 kg e 15 kg, era caratterizzata da valori di velocità massima delle particelle stimabili tramite relazioni con livello

di confidenza del 50% e del 95%, diverse in funzione delle componenti in frequenza che si consideravano; in particolare, se si comprende la totalità delle componenti in frequenza o solo le basse frequenze fino a 10 Hz (Fig. 2.34), si ottengono le seguenti relazioni:

$$v_{tot}(50\%) = 63 \cdot D_S^{-1,51} \quad (2.67)$$

$$v_{tot}(95\%) = 111 \cdot D_S^{-1,51} \quad (2.68)$$

$$v_{10Hz}(50\%) = 2,2 \cdot D_S^{-0,86} \quad (2.69)$$

$$v_{10Hz}(95\%) = 4,6 \cdot D_S^{-0,86} \quad (2.70)$$

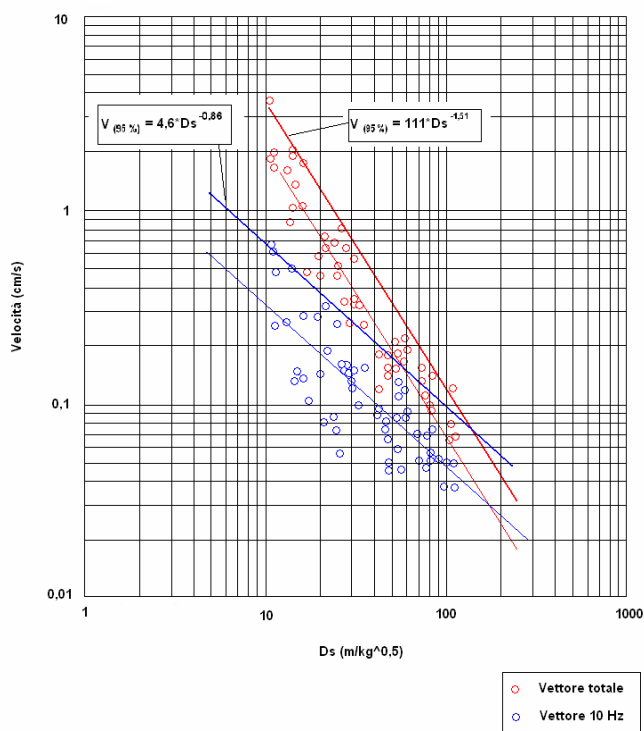


Fig. 2.34 – Le relazioni con affidabilità del 50% e 95%, calcolate limitatamente al contenuto armonico di 10 Hz. (Dantini e Ronzisvalle, 2000).

Se si limita, invece, l'analisi statistica a 30 Hz, la relazione della distanza scalare risulta sostanzialmente uguale alla (2.67), infatti:

$$v_{30Hz}(50\%) = 69 \cdot D_S^{-1,58} \quad (2.71)$$

perciò da questi risultati è facile concludere che le vibrazioni misurate sono caratterizzate da contenuti armonici massimi intorno a 30 Hz circa.

A questo punto, è possibile avanzare una proposta di una possibile metodologia al fine di determinare la distanza scalata di sicurezza. Calcolando il rapporto tra il vettore calcolato con il taglio in frequenza di 10 Hz ed il vettore totale in funzione della distanza (Fig. 2.35), si osserva che all'aumentare della distanza il rapporto tra i due vettori tende all'unità; perciò, si ottiene la relazione (2.72) che correla la quantità di carica q (kg) e la distanza d (m), ottenuta da una regressione multipla.

$$\frac{v_{10Hz}}{v_{tot}} = 0,0031 \cdot d(m) - 0,003 \cdot q(kg) + 0,1515 \quad (2.72)$$

Fissato il valore del rapporto pari ad 1 o 0,5 (come stabilito dalla DIN 4150), l'equazione (2.72) può individuare, conoscendo la quantità di carica istantanea per ritardo, la distanza scalata pari a $35,7 \text{ m/kg}^{0,5}$ e $22,6 \text{ m/kg}^{0,5}$, corrispondenti ai valori minimi delle curve costruite in Fig. 2.36.

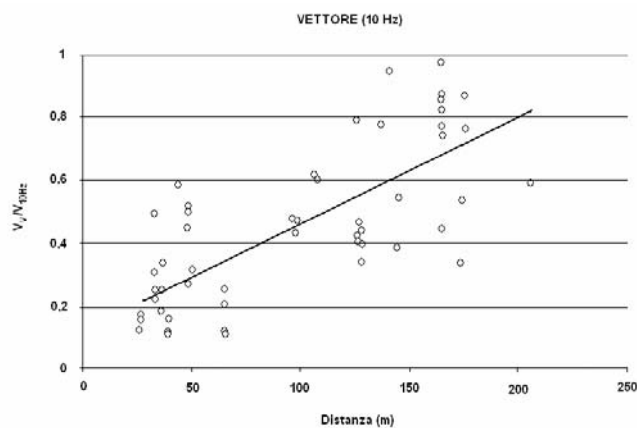


Fig. 2.35 – Rapporto tra il vettore della velocità con contenuto armonico sino a 10 Hz ed il vettore con contenuto armonico complessivo. (Dantini e Ronzisvalle, 2000).

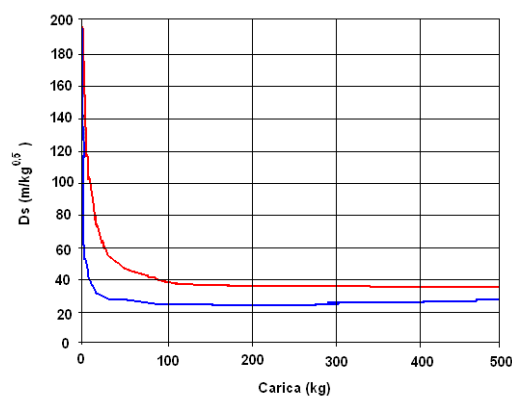


Fig. 2.36 – Luogo dei punti della relazione (2.72) tra carica e distanza, nel caso di rapporto tra il vettore con contenuto armonico limitato 10 Hz e vettore totale pari rispettivamente a 1 e 0,5. (Dantini e Ronzisvalle, 2000).

I minimi individuati dalla Fig. 2.36 permettono di individuare tre campi:

- $D_S < 22,6$. I valori della distanza scalata non sono accettabili in quanto associati a valori non compatibili con la normativa di riferimento (DIN 4150).
- $D_S > 35,7$. I valori della distanza scalata evitano qualsiasi tipo di problema alle strutture, ma rischiano di diventare troppo proibitivi per la normale attività di cantiere.
- $22,6 < D_S < 35,7$. I valori della distanza scalata vanno di volta in volta valutati, poiché esistono delle coppie (q, d) che associano basse frequenze.

Dalla precedente osservazione, segue che interazioni superficie-superficie sono necessariamente caratterizzate, in generale, da frequenze inferiori di quanto non sia possibile riscontrare, ad esempio, in sismi galleria – galleria; infatti, come ricordato nei paragrafi precedenti, le onde di Rayleigh, che sono prevalenti in sismi superficiali, sono caratterizzate da frequenze più basse rispetto alle onde P ed S. In tutti i casi, il campo di frequenze di nostro interesse, sia in caso di esplosioni che di abbattimenti meccanici, varia tra $5 \div 300$ Hz circa. Naturalmente frequenze inferiori sono possibili, ma in tal caso sono associate a distanze talmente grandi che ormai i valori d'ampiezza dell'onda sono talmente ridotti da ricadere fuori dal campo di nostro interesse.

Più estese campagne sperimentali sono necessarie, per una più elevata casistica al fine di utilizzare i risultati con una sufficiente affidabilità, sia nei progetti sia nelle previsioni del contenuto armonico delle onde.

2.4.1.7. Sorgente sotterranea e misure in superficie

Nel caso in cui la sorgente di vibrazione si trovi in sottterraneo e la struttura da salvaguardare sia in superficie, i fenomeni sismici assumono aspetti nettamente diversi in relazione ai rapporti geometrici tra sorgente di sparo e manufatto; in particolare, i parametri che possono influenzare il livello di vibrazione sono la profondità dell'ipocentro e la posizione del manufatto rispetto all'epicentro, poiché una struttura posta in prossimità di questo è sottoposta ad un sisma avente caratteristiche diverse da quelle che definiscono il transiente a distanza dal punto di emersione. Un ulteriore parametro influenzante è l'andamento topografico poiché potrebbe portare alla sovrapposizione delle onde dirette e della sismicità superficiale.

A maggior ragione, è fondamentale prestare molta attenzione all'esecuzione ed alla pianificazione delle campagne di misura, che tengano in considerazione la complessità dei fenomeni, che può portare ad una distribuzione dei valori sperimentali ampiamente dispersa ed inutilizzabile da un punto di vista statistico per la previsione od il controllo in corso d'opera.

Nella realtà pratica, si possono allora incontrare numerosi casi da studiare caso per caso, perché non riconducibili ad un unico schema generale. Una campagna di misure eseguita per valutare la sismicità indotta da spari per la realizzazione di una galleria poco profonda in un contesto topografico accidentato scavata in prossimità di un'area urbana (Berry e Dantini, 1986) ha permesso di registrare i risultati di Fig. 2.37. Con riferimento alla posizione dei geofoni rispetto alla progressiva del fronte in avanzamento, si è potuto distinguere due leggi fondamentali di attenuazione, attorno alle quali i valori appaiono addensati con una distribuzione statistica molto affidabile (coefficienti di correlazione superiori al 90%). L'attenuazione più elevata deve essere riferita alla velocità che le particelle attingono in prossimità dell'epicentro, mentre i valori rilevati con geofoni distanti dall'emersione si attenuano meno rapidamente in funzione della distanza scalata e rappresentano la fenomenologia della propagazione delle onde superficiali.

Il successivo monitoraggio condotto da Folchi e Simonetti per valutare la sismicità indotta da volate (carica per ritardo $2,4 \div 9,6$ kg) durante l'esecuzione di una galleria stradale nell'isola di Favignana (Trapani) scavata nell'ammasso roccioso del Monte Caterina, composto principalmente da calcareniti stratificati, ha portato a registrazioni superficiali (34 misure con trasduttori di velocità triassiali alla distanza compresa tra 51 m e 86 m), caratterizzati da frequenze dominanti sempre minori di 100 Hz e valori di massima velocità non inferiori di 10 mm/s. La successiva elaborazione statistica ha permesso di determinare le leggi empiriche per il vettore massimo di velocità:

$$\begin{aligned} v_{vett,max}(50\%) &= 4810 \cdot D_S^{-1,99} \\ v_{vett,max}(95\%) &= 7510 \cdot D_S^{-1,99} \end{aligned} \quad (2.73)$$

per la massima componente verticale del vettore di velocità

$$\begin{aligned} v_{V,max}(50\%) &= 30610 \cdot D_S^{-2,44} \\ v_{V,max}(95\%) &= 44370 \cdot D_S^{2,44} \end{aligned} \quad (2.74)$$

per la massima componente longitudinale del vettore di velocità

$$\begin{aligned} v_{L,max}(50\%) &= 1080 \cdot D_S^{1,71} \\ v_{L,max}(95\%) &= 1740 \cdot D_S^{1,71} \end{aligned} \quad (2.75)$$

per la massima componente trasversale del vettore di velocità

$$\begin{aligned} v_{T,max}(50\%) &= 9275 \cdot D_S^{2,24} \\ v_{T,max}(95\%) &= 15080 \cdot D_S^{2,24} \end{aligned} \quad (2.76)$$

con D_s distanza scalata misurata in $m/kg^{0,33}$.

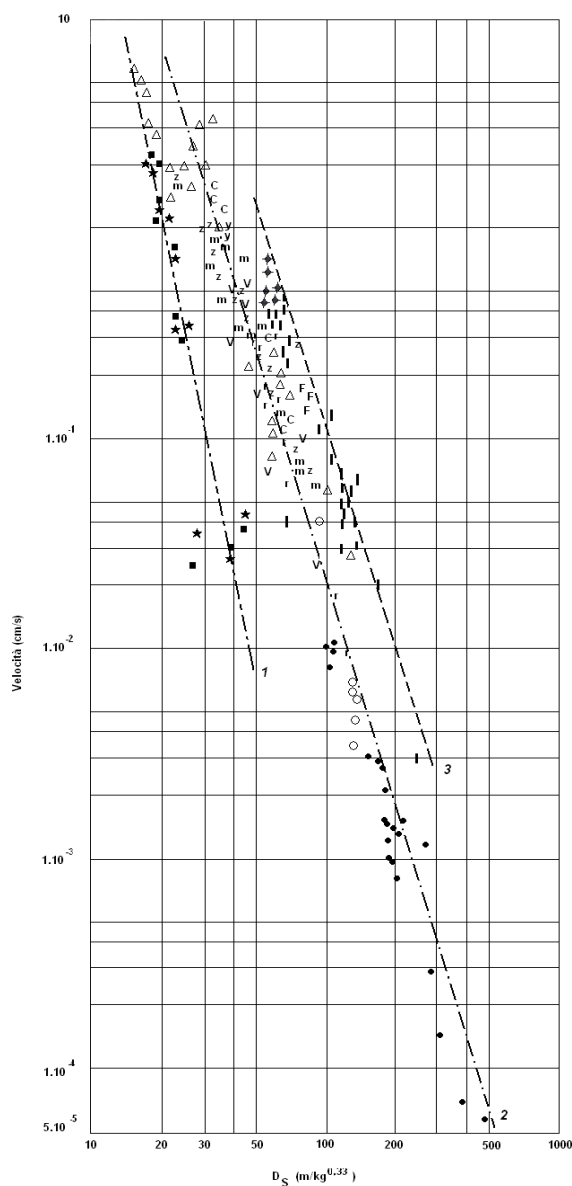


Fig. 2.37 – Sismicità epicentrale (1); sismicità superficiale (2) in varie stazioni di misura. Viene riportata anche la sismicità rilevata su una parete verticale del massiccio (3) per la quale risultano rilevanti i fenomeni di riflessione. (Berry e Dantini, 1986).

Un esempio di misure di vibrazione, indotta da detonazioni per la realizzazione di un tunnel in calcare compatto nel centro di Blaubeuren (Arnold, 1980), sono state condotte sulle fondazioni ed all'interno di abitazioni, distanti dalla sorgente dai 6 m ai 62 m, hanno permesso di registrare valori della componente verticale del vettore massimo di velocità nel centro delle stanze tra 7,4 e 12,4 mm/s, con contenuto in frequenza, alla distanza di 15 m, in un range pari a 40 ÷ 50 Hz, ed alla distanza di 30 m, in un range 18 ÷ 25 Hz; in particolare, i risultati di sismicità in roccia

dura ricoperta da sottili strati di materiale alluvionale, in prossimità di aree edificate presso Oslo (Berge e Campbell, 1980), sono caratterizzati da un contenuto armonico maggiore di 50 Hz e raggiungono i valori massimi di velocità pari a 30 mm/s. Alla distanza di 20 m, invece, i livelli di vibrazione sono risultati con frequenza dominante pari a 65 Hz ed un valore massimo di vettore di velocità pari a 32,7 mm/s (Pelizza e al., 1980).

In definitiva, la previsione del livello della sismicità non è di facile soluzione, ma può essere facilitato approfondendo lo studio dei parametri che caratterizzano il transiente, distinguendo ad esempio il tipo di sismicità (P, S o R), la forma d'onda, la frequenza, ecc.

A questo proposito, i valori di picco del vettore velocità generati dalla detonazione di cariche esplosive per la realizzazione di una galleria scavata nella "Formazione di Porretta Terme" (Berry e Dantini, 1993) sembrano non seguire la legge di correlazione della legge empirica della distanza scalata (Fig. 2.38). La maggiore complessità dell'andamento dei valori sperimentali, rispetto al modello della distanza scalata classica non sembra che si possa attribuire solamente al fenomeno vibratorio, ma interviene un ulteriore aspetto fisico, a causa del quale l'attenuazione delle vibrazioni risulta legata proporzionalmente all'ampiezza delle stesse (Fig. 2.38).

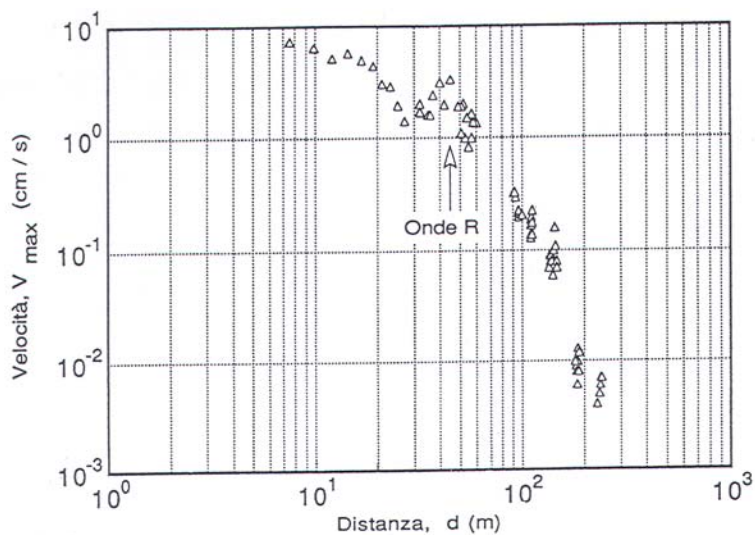


Fig. 2.38 – La minore attenuazione dei dati sperimentali è probabilmente attribuibile alle onde sismiche R. (Berry e Dantini, 1993).

In particolare, alla distanza circa di 30 m, si osserva una netta discontinuità, attribuita alla presenza di onde R. Infatti, probabilmente il fenomeno è determinato dal prevalere dell'influenza delle onde superficiali rispetto a quelle di volume ed è sottolineato dalla disposizione complessiva dei dati sperimentali lungo una linea sensibilmente arcuata.

Pertanto, per tenere conto della curvatura, è necessario adeguare la classica legge della distanza scalata, definendo una relazione in forma più generale:

$$V_{\max} = k \cdot D_S^{-n} \cdot e^{-cd} \quad (2.77)$$

dove d rappresenta la distanza tra la sorgente ed il punto di misura; V_{\max} è il pseudovettore di velocità.

Nel caso dei valori riportati in Fig. 2.38 l'analisi statistica permette di determinare la seguente equazione:

$$V_{\max} = 814 \cdot D_S^{-1,8} \cdot e^{-0,0154d} \quad (2.78)$$

Il diagramma bilogaritmico della Fig. 2.39 mostra la contenuta dispersione dei dati attorno alla linea statistica e rappresenta più compiutamente i diversi fenomeni vibratori che variano e che sono regolati dalla distanza della stazione di misura dalla sorgente di energia.

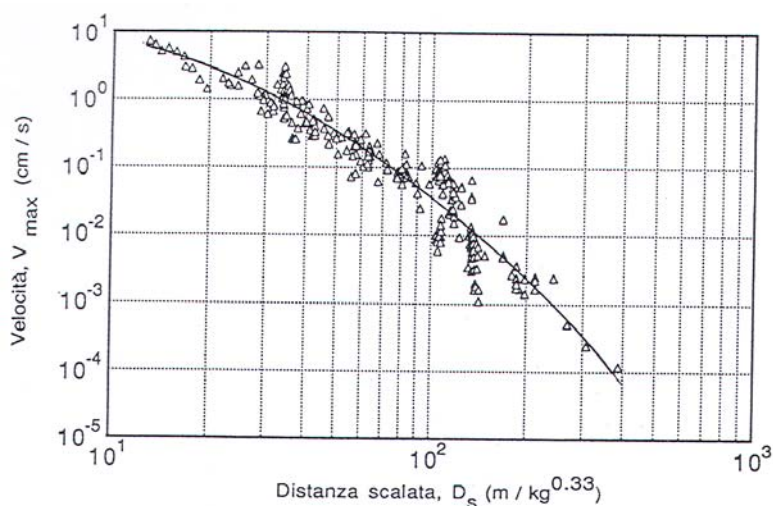


Fig. 2.39 – La legge di attenuazione è una linea arcuata. (Berry e Dantini, 1993).

2.4.1.8. Sorgente superficiale e struttura profonda

Se la struttura è posta in un'area che giace sotto l'ortogonale alla superficie topografica passante per il punto di sparo, sarà interessata da onde di volume (di compressione e taglio) mentre esternamente a quest'area, a distanza da essa può risultare preminente l'effetto delle onde superficiali che si attenuano con la profondità.

Un interessante studio dei diversi tipi di sismicità cui è soggetta una struttura profonda è fornito dalla Fig. 2.40 in cui sono rappresentati i risultati di misure effettuate per controllare spari superficiali disponendo i trasduttori sulla superficie topografica e lungo la verticale passante per

questi, ad una profondità di 60 m.

Ad un primo esame si osserva che per distanze scalate elevate, la velocità delle particelle nel sottosuolo è da attribuire molto verosimilmente alle onde superficiali con valori attenuati secondo il modello proposto da Woods; al diminuire della distanza scalata prevale per il geofono profondo, la sismicità diretta.

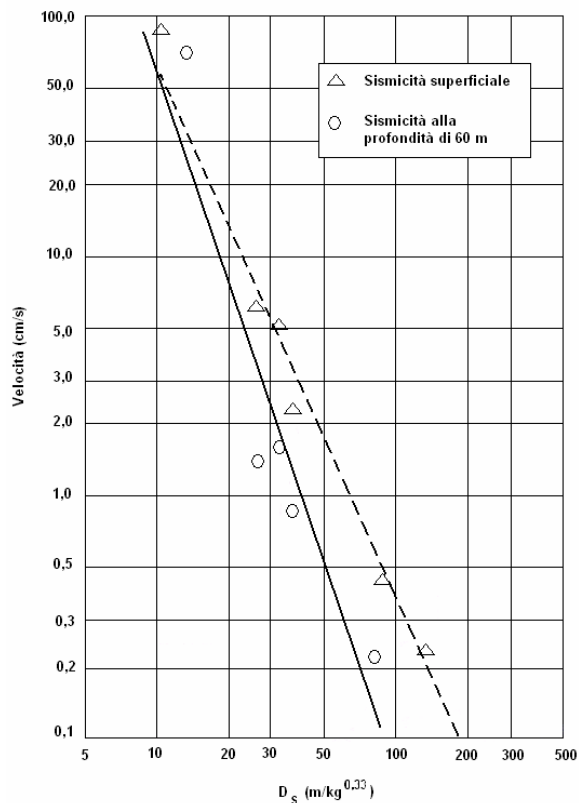


Fig. 2.40 – Sismicità superficiale (triangoli) e sismicità alla profondità di 60 m (pallini).

La Fig. 2.40 mostra una relazione che contraddistingue l'evoluzione della sismicità in funzione della carica e della distanza caratterizzata da una attenuazione più elevata, legata probabilmente ai tipi di onda registrati (P ed S). In questo caso i valori appaiono ben correlati con la radice quadrata della quantità di esplosivo:

$$v\left(\frac{cm}{s}\right)(vettore) = 1622 \cdot D_s^{-2,15} \quad (50\%) \quad (2.79)$$

$$v\left(\frac{cm}{s}\right)(vettore) = 2834 \cdot D_s^{-2,15} \quad (95\%) \quad (2.80)$$

Anche in questo caso, la prima relazione rappresenta i dati sperimentali con affidabilità al 50%, la seconda al 95%.

In casi analoghi a quello citato, è possibile utilizzare le precedenti equazioni per valutare, in mancanza di misure dirette, la sismicità indotta in massicci mediamente fratturati.

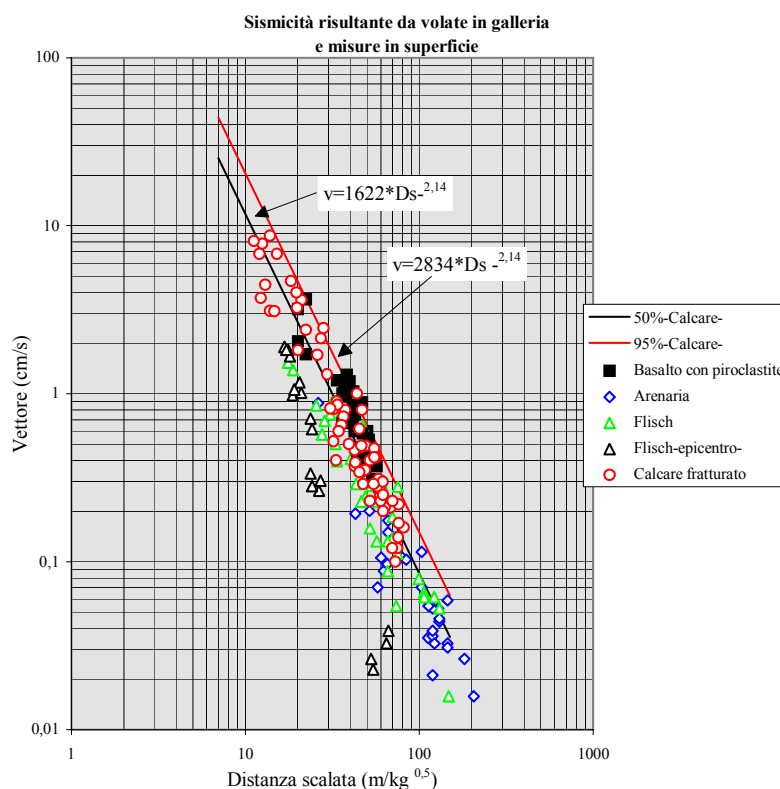


Fig. 2.41 – Sismicità indotta da volate in galleria e misure superficiali rilevata in molteplici formazioni rocciose. Le relazioni rappresentate nel grafico possono essere utilizzate in prima approssimazione per massicci mediamente o poco fratturati.

2.4.2. Martelli demolitori

Durante gli scavi, è usuale l'impiego di demolitori idraulici pesanti per l'abbattimento al fronte in gallerie e soprattutto per la riduzione di grossi blocchi in cava. Nel primo caso è assolutamente non trascurabile l'impatto ambientale dovuto alla sismicità indotta nel mezzo ed al rumore connesso una volta che il sisma si sia propagato fino alla superficie del terreno. Un tipico esempio delle vibrazioni dovute a questo mezzo di abbattimento meccanico è rappresentato in Fig. 2.42; nel diagramma si notano i singoli impulsi legati alla frequenza di colpo.

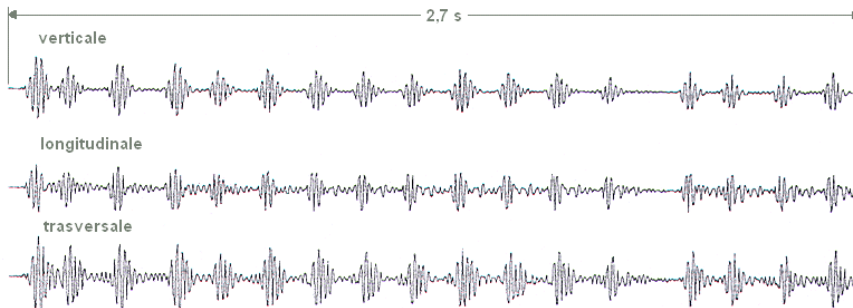


Fig. 2.42 – Esempio di sismogramma generato da martello demolitore.

I risultati di estese ricerche e misure sperimentali, in diversi tipi di formazioni rocciose e scavi di gallerie, sono riassunti in Fig. 2.43 (Dantini, 2002), dove sono riportati i valori più elevati del vettore velocità delle particelle (circa il 10% dei valori di picco misurati). I valori hanno un carattere di notevole variabilità anche in funzione della posizione del demolitore relativamente al fronte di scavo.

Molto interessante è osservare i valori del vettore di velocità in funzione della distanza scalata dell'energia di ogni colpo (Fig. 2.44), rilevando anche in questo caso dispersione dei dati.

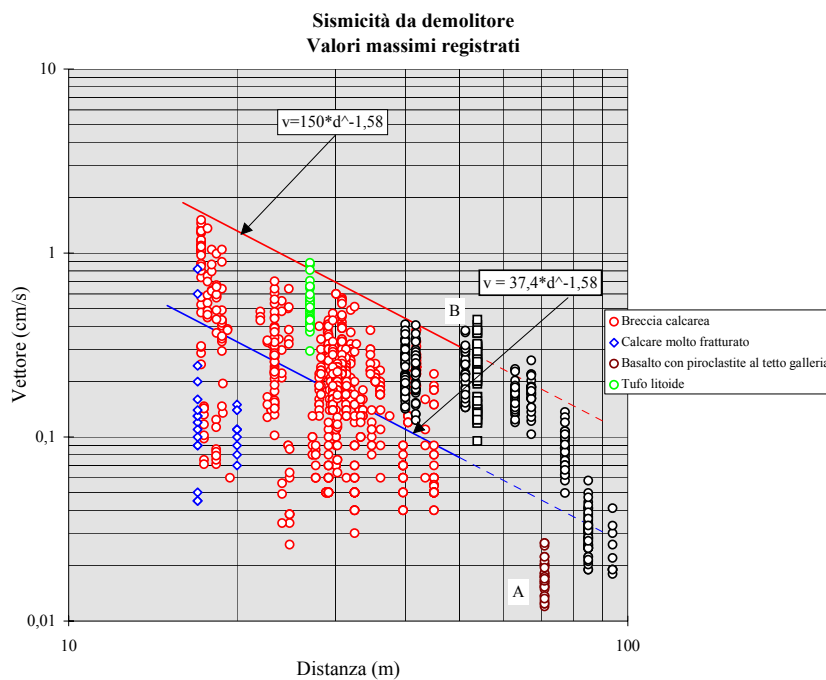


Fig. 2.43 – Vettore velocità delle particelle misurato durante lo scavo di gallerie in diverse formazioni rocciose mediante demolitore idraulico. Con B sono indicate le misure in corrispondenza planimetrica della galleria, con A quelle spostate planimetricamente e con fronte in avanti. (Dantini, 2002).

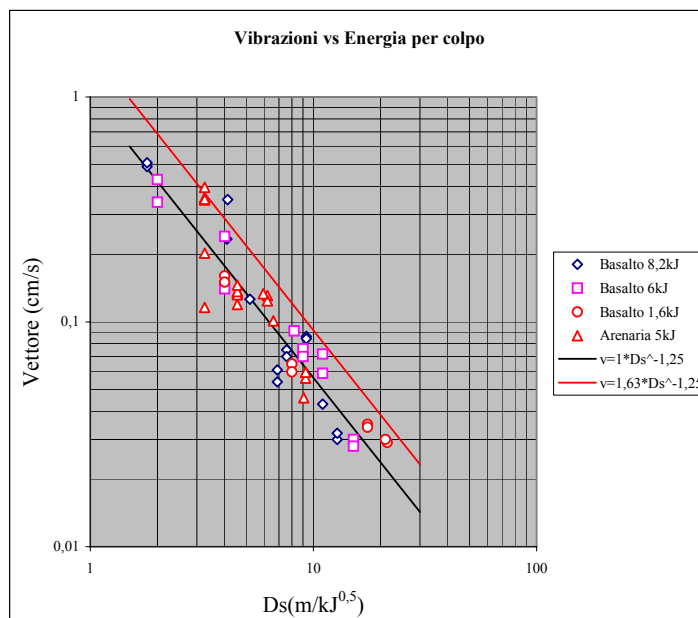


Fig. 2.44 – Valori di vettore di velocità in funzione della distanza scalata con l'energia per colpo, dipendente dal tipo di roccia (Dantini, 2002).

E' da notare, in particolare, che nel caso delle misure in breccia calcarea con coperture di circa 16 m, la sismicità più elevata è risultata, a parità di distanza per trasduttori posizionati, dietro il fronte, mentre il contrario è stato osservato in basalto, che con una copertura di 40 m ha manifestato una sismicità massima in corrispondenza di un angolo di circa 30° - 45° in avanti (Fig. 2.45).

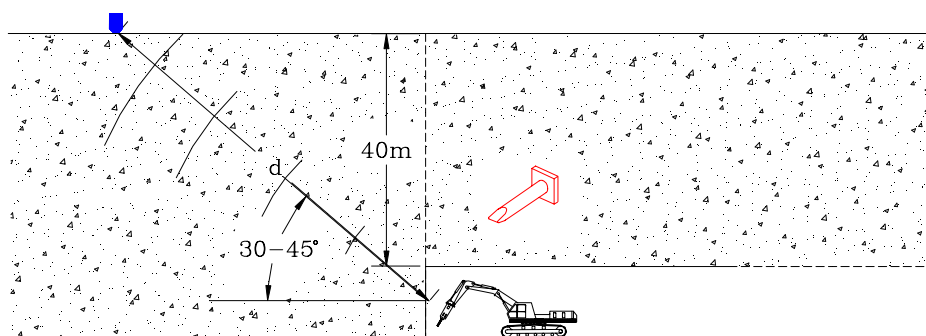


Fig. 2.45 – Schema geometrico delle misure relative alla sismicità dei demolitori idraulici operanti al fronte di gallerie. Il disegno indica che nel caso di scavo in leucitite con copertura di 40 m, la massima sismicità è stata in corrispondenza di un angolo tra fronte e stazione di misura di 30 - 45°. Questo dato sperimentale non è in accordo con precedenti esperienze relative coperture molto minori che invece avevano manifestato comportamento opposto. (Dantini, 2002).

In tutti i casi, è possibile proporre le seguenti relazioni, che, in assenza di misure dirette, possono stimare i valori più elevati di sismicità per una classe di demolitori di 5 ÷ 8 kJ di energia di colpo.

$$v = 37,4 \cdot d^{-1,58} \quad (2.81)$$

$$v = 150 \cdot d^{-1,58} \quad (2.82)$$

dove v è il vettore velocità (cm/s) e d è la distanza (m). La legge (2.81) è valida con una confidenza molto approssimata del 95%, la (2.82) è considerata come limite superiore, almeno per piccole distanze. Nel caso si utilizzino martelli demolitori di minore potenza per colpo, è possibile stimare il livello di sismicità indotta, almeno con una certa approssimazione, considerando che una campagna di misure di vibrazioni causate da demolitori di diversa classe, tutti operanti in superficie, ha evidenziato che il fenomeno è ben rappresentato da una relazione del tipo:

$$v = k \cdot d^{-n} \cdot e^m \quad (2.83)$$

ove v è il vettore velocità, d la distanza, e l'energia per colpo in kJ. L'analisi statistica ai minimi quadrati ha fornito un valore del coefficiente m pari a 0,56, consentendo, quindi, di scalare l'energia di colpo con la radice quadrata, analogamente al caso della carica esplosiva per ritardo. Perciò, le relazioni (2.82) e (2.83) si possono modificare, considerando l'energia e di battuta in kJ:

$$v = 9,45 \cdot \left(\frac{d}{e}\right)^{-1,58} \quad (2.84)$$

$$v = 38 \cdot \left(\frac{d}{e}\right)^{-1,58} \quad (2.85)$$

Il campo delle frequenze caratterizzante la vibrazione indotta da abbattimento con martello demolitore, varia mediamente tra 20 e 150 Hz per i valori di vettore di velocità più elevati; mentre sismicità inferiore ad un valore di picco di 1 mm/s manifesta anche significative frequenze inferiori intorno a 10 Hz.

Come ogni fenomeno vibratorio, si può affermare che la sismicità indotta da demolitori idraulici sono profondamente influenzati dal tipo di formazione rocciosa. Numerose misure sono state condotte in diversi ammassi rocciosi di buone caratteristiche geo-meccaniche per fornire le relazioni di correlazione che stimano i livelli di vibrazione in termini di vettore velocità a giorno o in sotterraneo in funzione della distanza e dell'energia per colpo.

L'elevato impatto che la sismicità può indurre, sia alle strutture da salvaguardare sia alle persone, necessita in fase di progetto e durante l'esecuzione dei lavori, la conoscenza delle relazioni che legano l'ampiezza e le frequenze fondamentali della vibrazione alla distanza ed

alla classe del demolitore in uso per lo scavo stesso, al fine di poter scegliere la tipologia del demolitore più opportuna in relazione all'evoluzione dello scavo ed alle necessità di produzione. Tuttavia, questa possibilità si presenta complessa per la ridotta varietà delle classi di demolitori reperibili in commercio, e quindi della gestione dell'energia per colpo e per la difficoltà della corretta valutazione della sismicità indotta.

Un tipico sismogramma (velocità delle particelle) registrato durante una fase di abbattimento con demolitore idraulico, mostra diversi sismi, corrispondenti al numero dei colpi per secondo che tipicamente variano tra 5 e 10. Inoltre, la vibrazione prodotta dal singolo colpo si attenua sino a valori irrilevanti prima dell'immissione dell'impulso successivo in modo tale che non appare significativa l'interferenza tra le varie onde. Si ricorda che questo aspetto fondamentale della sismicità, è funzione della distanza, in quanto a valori più elevati è da attendersi una significativa sovrapposizione della coda dell'una con l'inizio della successiva. Fortunatamente, anche per demolitori di classe alta, l'energia immessa per colpo è tale che la sismicità risultante è rilevante, ai fini dell'impatto ambientale, solo a distanze sufficientemente ravvicinate e, comunque, tali che il problema dell'interferenza tra i sismi non si pone nella concretezza operativa.

Poiché la vibrazione indotta ha caratteristiche di continuità e non di transiente, come nel caso di abbattimento con esplosivi, occorre integrare le misure del sisma necessarie per la stima, delle frequenze fondamentali con un rilievo continuo del solo valore di picco del vettore velocità delle particelle e delle sue componenti. Chiaramente al fine di seguire l'evoluzione della sismicità nella fase scavo è opportuno che il valore massimo registrato si riferisca ad intervalli di tempo sufficientemente ridotti. Ad esempio, in Fig. 2.46, è riportato un campionamento della sismicità che evidenzia il valore massimo del vettore registrato durante intervalli di misura di 1 minuto.

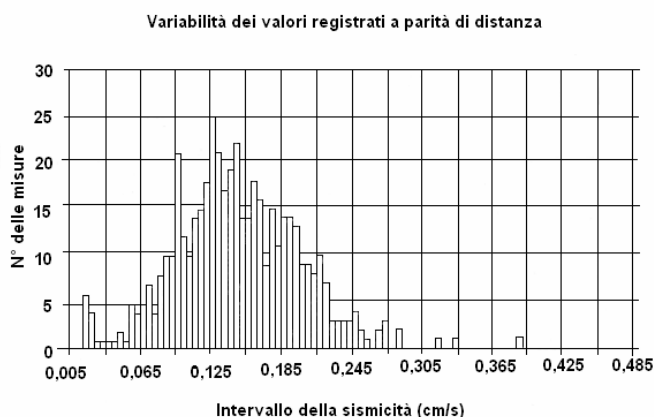


Fig. 2.46 – Andamento del vettore velocità delle particelle in funzione del tempo (Dantini, 2002).

Un altro aspetto importante della sismicità da demolitore, come per la detonazione di cariche esplosive, è la notevole variabilità dei dati misurati a sostanziale parità della distanza e dell'energia per colpo, riconducibile ad alcuni parametri quali:

- presenza di giunti in prossimità dell'area d'urto;
- caratteristiche di resistenza della formazione rocciosa variabili a scala ridotta quale quella interessata dall'urto dello scalpello;
- inclinazione dell'utensile;
- morfologia della superficie di abbattimento;
- utilizzo del demolitore come ripper;
- urti della carcassa;
- variazione, anche se contenuta, della distanza;
- variazione, anche se contenuta, dell'energia per colpo.

Da quanto precede, risulta chiaro che non solo è di difficile definizione una relazione che riassume i dati con una confidenza del 95%, che è lo standard internazionale nel caso di scavo controllato con esplosivi, ma dato il numero veramente elevato di onde immesse dal demolitore (in un' ora di scavo circa 30.000) lo stesso criterio appare, ad avviso degli scriventi, di dubbia applicabilità.

In questo quadro, è importante la normativa svizzera, poiché introduce, a differenza della DIN 4150 tedesca, come ulteriore parametro necessario per stabilire la velocità di soglia delle particelle, il numero dei sismi che interferiscono con la struttura.

2.4.2.1. Scavo in superficie

Nel caso d'interferenza scavo - strutture poste in superficie o a profondità molto ridotte (qualche metro) è possibile utilizzare le relazioni seguenti considerando la distanza scalata della radice quadrata dell'energia per colpo.

$$v = 1,6 \cdot D_S^{-1,25} \quad (2.86)$$

$$v = 6 \cdot D_S^{-1,25} \quad (2.87)$$

La relazione (2.87) rappresenta "l'involuppo" di tutti i valori massimi registrati nelle campagne di misura sinora portate a termine; mentre la (2.86) definisce l'andamento medio dell'insieme scelto a rappresentare i valori elevati ottenuti nelle prove. E' evidente quindi che il coefficiente 1,6 è casuale, perché dipende dalla scelta operata e ne definisce l'insieme dei valori massimi registrati.

In modo molto approssimato, si potrebbe definire la (2.86) come rappresentante il campo di

valori con affidabilità di un qualche percento analogamente alle relazioni in uso nel caso d'abbattimento con esplosivi. In pratica, con la relazione (2.86) si può affrontare un progetto di abbattimento controllato mediante demolitori, affidando la mitigazione del rischio alla scelta di un valore di soglia cautelativo.

L'impiego della (2.87) rappresenta, invece, almeno nell'ambito dei dati sinora a disposizione, un criterio ultracautelativo perché non ammette che si superi mai il valore di soglia prefissato, che invece è importante ricordarlo ha già in se margini di sicurezza.

Per quanto riguarda le frequenze fondamentali dell'onda sismica, che costituiscono, com'è noto, un importante parametro assunto nelle norme più recenti, è da notare che sperimentalmente esse sono variabili tra 50 Hz e 200 Hz, anche se limitatamente alle distanze ed alle formazioni rocciose investigate.

Valori inferiori sono da attendersi per distanze più elevate ed in formazioni rocciose di più scadenti caratteristiche meccaniche.

2.4.2.2. Scavo in galleria

Nel caso d'interferenza tra scavo in galleria e strutture superficiali, è stata ottenuta un'imponente quantità di dati sperimentali; tutte le misure si riferiscono al vettore velocità delle particelle ottenute durante lo scavo di gallerie mediante abbattimento con demolitori idraulici di classe elevata quindi con energia per colpo di 6 – 8 kJ. I valori riassunti nel diagramma (Fig. 2.46) sono indicati l'insieme dei vettori velocità più elevati, ottenuti nelle misure, a parità di distanza; per chiarezza del diagramma sono stati, infatti, esclusi quelli medi e minori. La dispersione dei dati segue quella classica dei demolitori, aumentata dalla variabilità, sia pur contenuta, dell'energia per colpo e dalla differenza delle formazioni rocciose. Le campagne, infatti, sono state eseguite durante lo scavo di gallerie in differenti formazioni rocciose.

Occorre anche rilevare che durante le misure non è stato possibile associare le sismicità alla posizione del demolitore sul fronte, pertanto, per maggiore precisione, occorre aggiungere ai fattori che influenzano la dispersione dei dati anche la distanza percorsa dal sisma. In tutti i casi, le relazioni utilizzabili in pratica sono le seguenti, valide rispettivamente, con le solite approssimazioni, per una stima con affidabilità al 95% e per l'involuppo di tutte le misure.

$$v = 150 \cdot d^{-1,58} \quad (2.88)$$

$$v = 250 \cdot d^{-1,58} \quad (2.89)$$

Le relazioni precedenti possono essere scalate con la radice quadrata dell'energia media per colpo (7 kJ) ottenendo:

$$v = 32 \cdot d^{-1,58} \quad (2.90)$$

$$v = 54 \cdot d^{-1,58} \quad (2.91)$$

dove v è il vettore velocità (cm/s) e d è la distanza (m). Per mezzo della (2.90) e (2.91) è possibile evidentemente valutare, in assenza di misure dirette, l'ampiezza delle vibrazioni da attendersi in funzione delle distanze e dell'energia per colpo del demolitore usato, con le stesse avvertenze sottolineate nel caso di scavi superficiali.

2.4.3. Scalpelli a gravità

Talvolta, durante lo scavo di fori di grosso diametro (per esempio per pile di fondazioni, etc.) è necessario attraversare orizzonti lapidei mediante l'uso di masse battenti (scalpelli) lasciati cadere da altezze variabili. Anche in tal caso, la sismicità indotta può determinare problemi di impatto ambientale nel caso di vicinanza di abitazioni, strutture superficiali o profonde. Ad esempio, in Fig. 2.47 sono riportati una serie di valori del vettore velocità delle particelle con stazioni di misura posizionate a distanza variabile dall'asse di una pila e con altezza di caduta dello scalpello del peso di 3,6 t variabile da circa 5 m a 13 m (Fig. 2.48). Le formazioni da attraversare erano costituite da piroclastite per una profondità di circa 13 m e colata di lava (basalto) sottostante (Dantini e al., 2001).

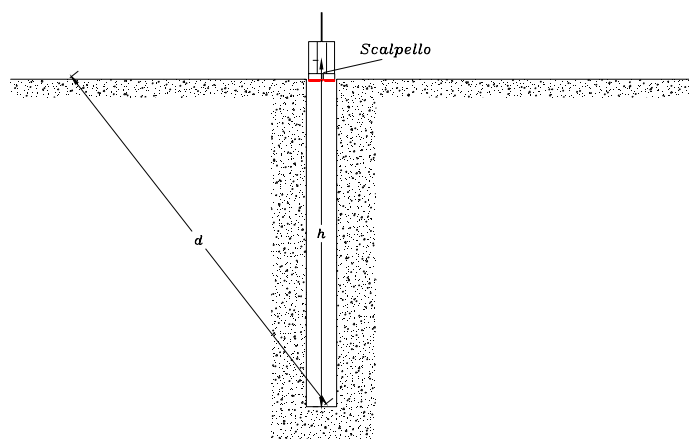


Fig. 2.47 – Schema delle misure di sismicità immessa nel mezzo da scalpelli a gravità. Il livello di picco è funzione del peso dello scalpello e dell'altezza di caduta (Dantini e al., 2001).

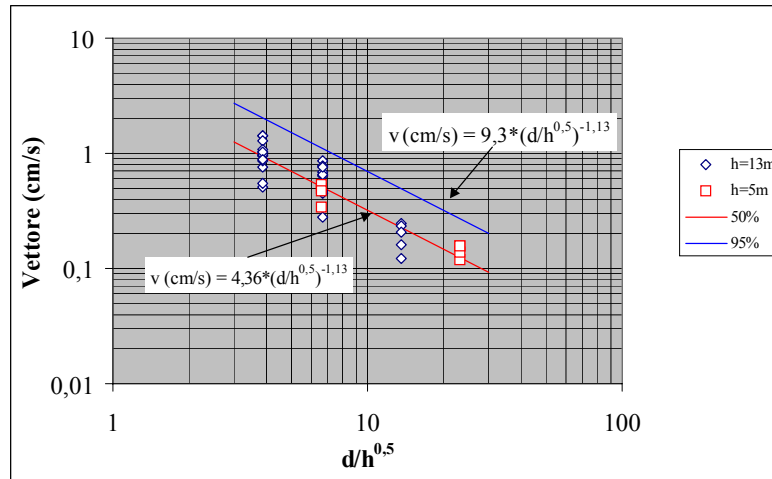


Fig. 2.48 – Vibrazioni immesse nel mezzo da scalpelli a caduta libera per lo scavo di pozzi di grande diametro; nel grafico è riportato il vettore velocità delle particelle vs la distanza scalata con la radice quadrata dell'altezza di caduta dell' utensile (Dantini e al., 2001).

L'analisi delle misure, effettuata mediante il metodo dei minimi quadrati, ha permesso di determinare il coefficiente e gli esponenti evidenziati in Fig. 2.48 e nelle seguenti relazioni:

$$v(50\%) = 4,36 \cdot \left(\frac{d}{h^{0,5}} \right)^{-1,13} \tag{2.92}$$

$$v(95\%) = 9,3 \cdot \left(\frac{d}{h^{0,5}} \right)^{-1,13} \tag{2.93}$$

dove v è il vettore di velocità (cm/s); d è la distanza dal fondo foro e la stazione di misura; h è l'altezza di caduta dello scalpello.

Le leggi precedenti possono essere scalati con l'energia d'impatto data da:

$$E = mgh \tag{2.94}$$

ove E è l'energia di caduta dello scalpello, m è la massa, g è l'accelerazione di gravità, h è l'altezza.

Sostituendo i valori ed utilizzando per un più semplice calcolo nel caso di scalpelli di diverso peso il sistema tecnico, quindi $P = mg = 3,6$ t, otteniamo le due relazioni seguenti:

$$v(50\%) = 2,06 \cdot \left(\frac{d}{(P \cdot h)^{0,5}} \right)^{-1,13} \tag{2.95}$$

$$v(95\%) = 5,4 \cdot \left(\frac{d}{(P \cdot h)^{0,5}} \right)^{-1,13} \tag{2.96}$$

Mediante le relazioni precedenti, è possibile stimare la velocità delle particelle, note che siano le distanze in gioco, le altezze di caduta ed il peso degli scalpelli sia con affidabilità al 50% che al 95%.

Nell'ambito delle misure effettuate, la frequenza dell'onda varia tra 25 e 80 Hz, le più basse si osservano al solito in sismi a distanze maggiori.

CAPITOLO 3

NORMATIVE INTERNAZIONALI

Le numerose esperienze in materia di valutazione d'impatto ambientale indotto dai fenomeni di vibrazione hanno permesso di individuare valori limite di soglia e più, in generale, criteri di sicurezza, oltre i quali si possono verificare danni alle strutture o disturbo agli abitanti delle zone limitrofe alla sorgente sismica.

I limiti stabiliti dalle normative nazionali ed internazionali sono stati individuati considerando diversi parametri, quali il range di frequenza e di ampiezza della vibrazione, la caratteristica temporale del fenomeno (continuo o transiente), il numero di eventi transienti, il tempo di esposizione, l'influenza del suolo, il tipo e lo stato di conservazione delle strutture da salvaguardare.

Tra i parametri caratteristici dell'onda sismica, quello che sperimentalmente viene più utilizzato è la velocità massima delle particelle che può provocare spostamenti differenziali di fondazioni, sollecitazioni, innesco di frane in zone caratterizzate da condizioni di equilibrio limite, e, per valori più elevati, fratturazione negli ammassi rocciosi. Sulla base di queste considerazioni, le normative esprimono i livelli massimi di vibrazione in termini di massima componente di velocità delle particelle, o massimo vettore o massimo pseudovettore di velocità delle particelle. Le leggi vigenti cercano di fornire gli elementi necessari per ricostruire uno scenario internazionale definito in materia di misurazioni di vibrazioni, anche se in alcuni punti non è completo, come la mancanza della valutazione dell'influenza del tipo di terreno, o la libera scelta di una parte della catena di misura (modalità di accoppiamento tra trasduttore e superficie di misura). A questo proposito, la più importante ed esauriente è la normativa ISO 4866, che contiene disposizioni e linee guida, adottate come principale riferimento dalla maggior parte delle normative nazionali. Appare perciò opportuno fare una panoramica delle più note normative e raccomandazioni in materia di vibrazione, evidenziandone le principali caratteristiche ed innovazioni. Per

completezza verranno riportate anche le principali normative relative al disturbo ed ai livelli di tollerabilità per le attività umane.

3.1. VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DELLE VIBRAZIONI SUGLI EDIFICI

La sismicità indotta da carichi dinamici, produce sollecitazioni e deformazioni sulle strutture che possono provocare danni strutturali anche ingenti. L'entità di tali danni dipende dall'interazione del fenomeno sismico con il tipo di fondazione, lo stato di conservazione dell'edificio, ma soprattutto le caratteristiche della vibrazione che investe la struttura.

I danni o le lesioni causate agli edifici, manufatti e strutture possono classificarsi, in funzione della loro entità, in tre categorie:

1. danni "cosmetici": si formano piccole fessure negli intonaci senza interessamento delle murature o degli elementi strutturali. Tali fessure si osservano generalmente in corrispondenza di punti singolari del manufatto quali aperture delle pareti (porte e finestre) o giunzioni fra elementi della costruzione (angoli, spigoli, contatti delle pareti con solai, travi, etc.);
2. fessure più aperte, caduta di pezzi di intonaco, distacchi di mattonelle, rottura di marmi e vetri;
3. danni che interessano la statica della struttura.

Per valutare gli effetti indotti dai fenomeni vibratorii sulle strutture da salvaguardare, sono utilizzate soprattutto le normative nazionali ed internazionali, descritte in questo capitolo.

3.1.1. Normativa ISO 4866 (1996)

La normativa ISO 4866 stabilisce il valori limite di soglia in funzione di alcuni parametri, quali la durata del fenomeno sismico, il range di frequenza, la tipologia e lo stato di conservazione delle strutture, le frequenze naturali e lo smorzamento caratteristico delle strutture, la dimensione della struttura e l'influenza del suolo, proponendo una metodologia di misurazione ed un procedimento di analisi e valutazione delle misure.

La durata della vibrazione indotta da un carico dinamico è definito come:

$$\tau_r = \frac{1}{2\pi\zeta_r f_r} \quad (3.1)$$

dove ξ_r è lo smorzamento che subisce la vibrazione e f_r è la frequenza di risonanza. In base a questa definizione, la normativa suddivide il fenomeno sismico in vibrazione continua ($> 5\tau_r$) o transiente ($< 5\tau_r$).

Il range di frequenza di interesse è individuato tra 0,1 Hz e 300 Hz; mentre il range di ampiezza è compreso tra 100 e 2500 μm .

Lo Standard classifica le strutture in funzione delle categorie, della tipologia di fondazione e della natura del terreno (Allegato A). Le categorie sono otto per due diversi gruppi di edifici; in particolare, al primo gruppo appartengono strutture in muratura portante, in pietra, tufo o mattoni, costruzioni pesanti con coefficienti di smorzamento molto elevati e strutture elastiche tipiche delle zone sismiche; al secondo appartengono edifici di recente costruzione con scheletro in cemento armato o con elementi prefabbricati in cemento armato o precompresso. Sono strutture leggere con coefficienti di smorzamento più bassi.

Le classi delle fondazioni individuate dalla normativa dipendono dal tipo di comportamento al variare della lunghezza d'onda e sono tre:

- ◆ CLASSE A: pali legati in calcestruzzo armato, acciaio o legno, platee rigide in cemento armato e muri di sostegno a gravità;
- ◆ CLASSE B: pali non legati in cemento armato o legno e fondazioni continue a trave rovescia;
- ◆ CLASSE C: muri di sostegno leggeri, fondazioni massicce in pietra o strutture prive di fondazioni.

Infine, le sei categorie caratterizzanti il tipo di terreno sono:

- Tipo a: rocce non fessurate, rocce molto solide leggermente fessurate e sabbie cementate;
- Tipo b: terreni compattati a stratificazione orizzontale;
- Tipo c: terreni poco compattati a stratificazione orizzontale;
- Tipo d: piani inclinati, con superficie di scorrimento potenziale;
- Tipo e: terreni granulari, sabbie, ghiaie (senza coesione) e argille coesive sature;
- Tipo f: materiale di riporto.

La successiva integrazione alla normativa ha aggiunto la valutazione dell'interazione tra terreno e fondazione descrivendone i conseguenti effetti (Allegato E).

La combinazione tra le precedenti classificazioni (categorie del tipo di struttura, del tipo di fondazione e della tipologia del terreno) è stata schematizzata nella normativa in Tab. 3.1 dove sono riportate le classi degli edifici in funzione della resistenza alle vibrazioni.

Classe edificio*	Categoria di struttura							
	1	2	3	4	5	6	7	8
	Classe di fondazione (maiuscolo) e tipo di terreno (minuscolo)							
1	Aa							
2	Ab	Aa	Aa	Aa				
3		Ab,Ba	Ab,Ba	Ab	Aa,AB			
4		Ac,Bc	Bc	Ac	Ac,Ba,Bb			
5		Bc	Ac		Bc	Ba		
6		Af		Ad	Bd	Bb,Ca	Ba	
7			Af	Ae	Be	Bc,Cb	Bb,Ca	
8						Be,Cc	Bc,Cb	
9		Bf				Cd	Bd,Cc	Aa
10			Bf			Ce	Be,Cd	Ab
11				Cf	Cf		Ce	Ba
12						Cf		Bc,Ca
13							Cf	Bd,Cb,Cc
14								Cd,Ce,Cf

*Numero di classe elevato = minore resistenza meccanica alle vibrazioni

Tab. 3.1 – Classi delle costruzioni in funzione delle categorie, del tipo di fondazione e del tipo di terreno (ISO 4866).

La normativa evidenzia, inoltre, l'importanza della frequenza naturale degli edifici e perciò propone una metodologia per la loro determinazione che prevede l'utilizzo di eccitatori o equazioni empiriche (Allegato D).

La normativa non stabilisce valori limite di soglia, ma propone una metodologia di misurazione che preveda la scelta del tipo di trasduttore (geofono od accelerometro) ed individua le posizioni dei trasduttori in corrispondenza delle fondazioni e sul suolo al fine di determinare la relativa funzione di trasferimento. Contemporaneamente, la ISO 4866 impone l'esecuzione di misure all'interno della struttura fissando le posizioni di sensori in corrispondenza del piano più alto per strutture al massimo di 4 piani, e stazioni di misura ad intervalli di 10 m, nel caso di edifici più larghi di 10 m. La posizione dei trasduttori inoltre dovrà essere scelta in funzione del modo proprio di vibrare della struttura che genera deformazioni e sollecitazioni maggiori.

La tecnica di montaggio del trasduttore sugli elementi strutturali da utilizzare può essere scelta tra le tecniche di accoppiamento fornite dalla normativa ISO 5348, mentre per un accoppiamento tra sensore e terreno è raccomandato un montaggio che eviti slittamenti, distorsioni e che sia il più rigido possibile soprattutto per accelerazioni maggiori di 2 m/s^2 . A tale

scopo, la normativa propone, per terreni, di sotterrare il trasduttore o di montarlo su un supporto rigido scelto in base alla seguente:

$$\frac{m}{\rho r^3} < 2 \quad (3.2)$$

dove m è la massa del trasduttore e del supporto, r è il raggio equivalente del supporto e ρ è la densità del suolo compreso tra 1500 kg/m³ e 2600 kg/m³.

La normativa conclude la trattazione della stima di fenomeni vibratori consigliando una metodologia di analisi del segnale che preveda il calcolo dello spettro nel dominio della frequenza applicando l'algoritmo trasformata di Fourier.

3.1.2. Normativa UNI 9916 (2004)

La normativa italiana prende come legge di riferimento la ISO 4866; analogamente definisce la durata del fenomeno, la tipologia del fenomeno (transiente o continuo), il range di frequenza di interesse, le caratteristiche costruttive e lo stato di conservazione della struttura da salvaguardare, le caratteristiche delle fondazioni e l'interazione con il terreno. Per quanto riguarda la metodologia di misurazione, la normativa specifica la libera scelta del tipo di trasduttore da adottare sottolineando però i limiti dei geofoni alle basse frequenze e gli errori derivanti dall'integrazione di trasformazione da accelerazione a velocità e viceversa.

Per la valutazione del livello di vibrazione, la legge individua due criteri di misurazione:

- misure alla base di una struttura (per un eventuale confronto con i valori forniti dalla normativa), o calcolo della funzione di trasferimento terreno – edificio;
- risposta della struttura.

Il primo metodo prevede misure in corrispondenza della fondazione o, in assenza di questa, alla base del muro di sostegno e sul lato dell'edificio prossimo alla sorgente di vibrazione. Il secondo impone la collocazione dei trasduttori sulla fondazione e all'ultimo piano dell'edificio; in particolare, per strutture con più di quattro piani è consigliabile disporre i trasduttori anche a livelli intermedi, mentre per strutture lunghe più di 10 m, si devono installare i sensori ad intervalli orizzontali di circa 10 m.

In materia di accoppiamento tra trasduttore e superficie di misura, la tipologia di montaggio deve essere scelta tra le proposte della ISO 5348, nel caso di accoppiamento ad elementi strutturali. Al contrario, la legge fornisce informazioni molto vaghe per quanto riguarda l'accoppiamento con terreno, limitandosi a fare riferimento alla normativa ISO 4866.

La metodologia di misurazione e l'analisi del segnale è la medesima proposta dalla ISO 4866, anche se la normativa italiana prevede, in fase di post-processing, il calcolo del rapporto tra il segnale ed il rumore, espresso come:

$$\frac{S}{N} = 20 \log_{10} \left[\frac{v_{eff}(S)}{v_{eff}(N)} \right] \quad (3.3)$$

dove S è il segnale; N comprende tutti fenomeni registrati eccetto quello di interesse (rumore di fondo, rumore termico, rumore elettrico, ecc.); $v_{eff}(S)$ è il valore efficace del segnale registrato (incluso il rumore) e $v_{eff}(N)$ è il valore efficace del rumore.

Il rapporto suggerisce dei criteri di accettabilità del segnale, che sono:

- se $S/N > 10$ dB, il segnale è accettabile;
- se $6 \text{ dB} < S/N < 10$ dB, si procede ad una correzione matematica;
- se $S/N < 6$ dB, il segnale non è indicativo.

I valori limite di soglia forniti dalla normativa italiana sono quelli stabiliti da altre normative, quali la DIN 4150-3, SN 640312a e BS 7385: questo è il grande limite della UNI 9916 italiana.

3.1.3. Normativa USBM

I dati derivanti da numerose esperienze internazionali, condotte su costruzioni di normale abitazione, possono essere riportati in un diagramma (Fig. 3.1), dove è facile evidenziare, tramite un'elaborazione statistica, la probabilità di lesioni in funzione del valore della velocità massima delle particelle.

Sulla base di queste ricerche e della loro analisi, la normativa americana USBM (United States Bureau of Mines) ha proposto valori limite di soglia in termine di massima componente di velocità delle particelle ed in funzione della frequenza principale dell'onda sismica. La Fig. 3.2 mostra i valori limite che risultano più restrittivi alle basse frequenze, avendo considerato l'importanza delle frequenze naturali delle strutture.

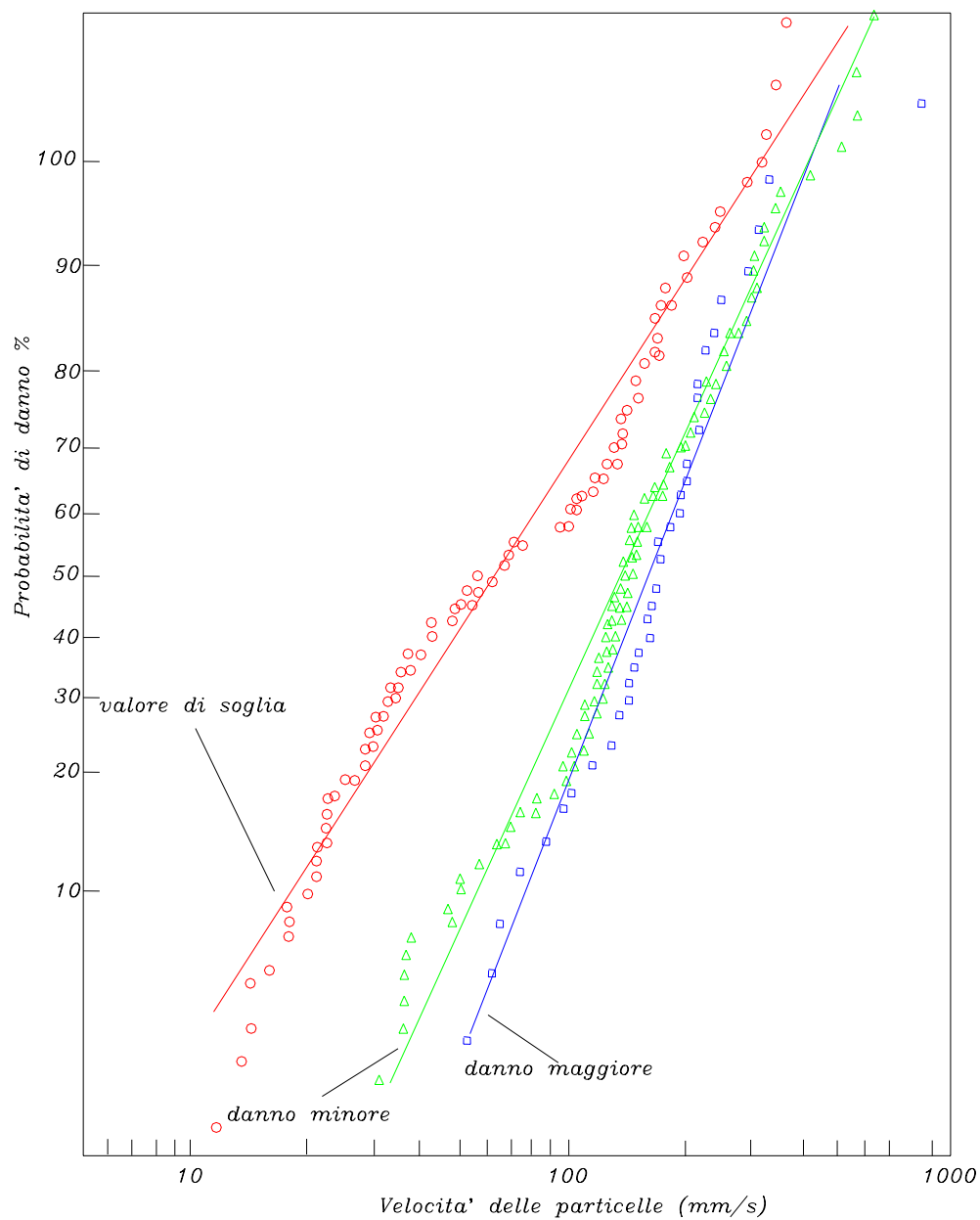


Fig. 3.1 – Probabilità di danno per strutture tipo normale abitazione secondo lo standard USA, in funzione della velocità di picco delle particelle (USBM).

Valori di soglia proposti dall'USBM

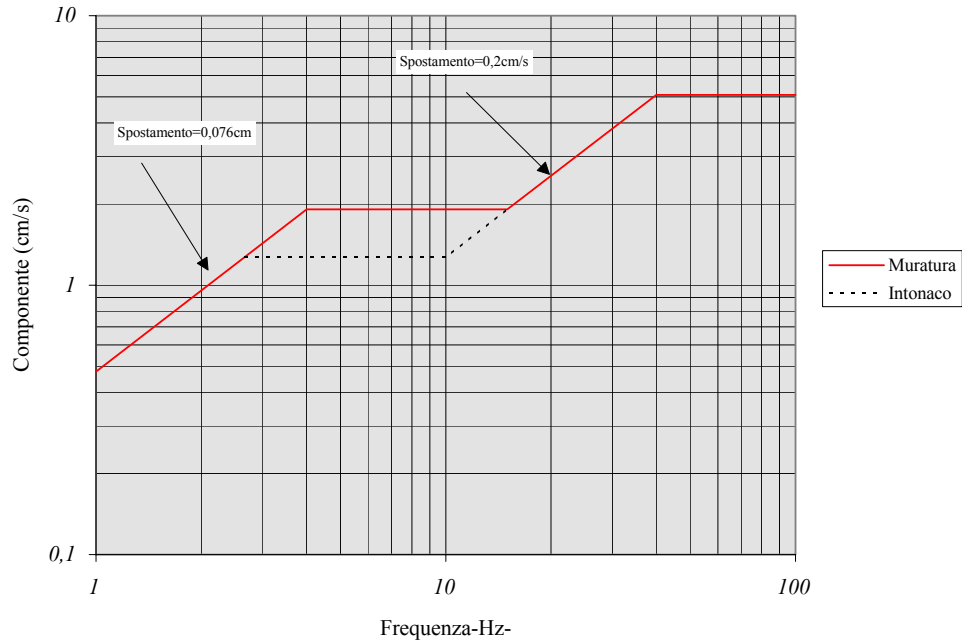


Fig. 3.2 – Proposta di normativa dell'USBM: valori limite di soglia in funzione della frequenza d'onda.

Una stima semplificata della frequenza propria dei manufatti è data dalla relazione seguente (Dowding, 1985):

$$f = \frac{1}{0,1 \cdot N} \quad (3.4)$$

dove f è la frequenza propria dell'edificio ed N è il numero dei piani.

Nel Marzo 1983, l'United States Office of Surface Mining (OSM) ha pubblicato un regolamento valido per le miniere a cielo aperto di carbone, contenente solo in parte i suggerimenti proposti dall'USBM (Atlas Powder Company, 1987). L'OSM propone tre metodi per il controllo delle vibrazioni:

- metodo 1 – limitazione della componente massima di velocità di picco delle particelle;
- metodo 2 – criterio della distanza scalata;
- metodo 3 – adeguamento a valori limite di soglia proposti.

Il primo metodo si basa su misure di controllo della componente massima di velocità delle particelle che non può superare i valori riportati in Tab. 3.2.

Distanza (m)	Massima componente di velocità (cm/s)
0,00 ÷ 91,50	3,17
91,50 ÷ 15,2	2,54
> 15,2	1,90

Tab. 3.2 – Velocità massima riferita ad una componente del vettore velocità (USBM).

I valori riportati in Tab. 3.2 decrescono all'aumentare della distanza, in quanto dipendono dalle caratteristiche dell'onda e dall'attenuazione associata alla frequenza. Il secondo metodo fissa i valori di distanza scalata secondo la Tab. 3.3.

Distanza (m)	Distanza scalata (m/kg^{0,5})
0,00 ÷ 91,50	22,60
91,50 ÷ 15,25	25,00
> 15,25	29,40

Tab. 3.3 – Valori della distanza scalata con il quadrato della distanza (USBM).

La carica calcolata si riferisce all'esplosivo per ritardo di almeno 8 ms. Nel caso in cui i valori stabiliti risultino troppo restrittivi, è possibile modificare la distanza scalata per mezzo di misure che documentino la fenomenologia sismica del sito. In ogni caso, la nuova distanza scalata, risultante dall'analisi dei dati e corrispondente alla curva con una confidenza del 95%, non deve superare i valori della massima componente di velocità delle particelle riportati in Tab. 3.2. Il metodo 3 si avvale della Fig. 3.3 che stabilisce i valori limite di soglia in funzione della frequenza dominante del fenomeno sismico. Questo tipo di approccio prevede l'esecuzione di misure e l'analisi del segnale nel dominio del tempo per la determinazione delle frequenze predominanti.

Le principali differenze che si osservano nella normativa americana rispetto a quelle europee sono:

- i trasduttori sono in genere disposti sul terreno circostante la struttura da salvaguardare piuttosto che all'interno dell'edificio o posizionati sugli elementi strutturali;

- la normativa USBM distingue le strutture in 2 classi: costruiti con muri a vista (per muro a vista si intende un muro coperto con pannelli, anziché con intonaco) e con muri intonacati;
- il valore limite di soglia è pari a 50,8 mm/s, per vibrazioni con componenti dominanti nel dominio della frequenza superiori a 100 Hz.

Normativa O.S.M.

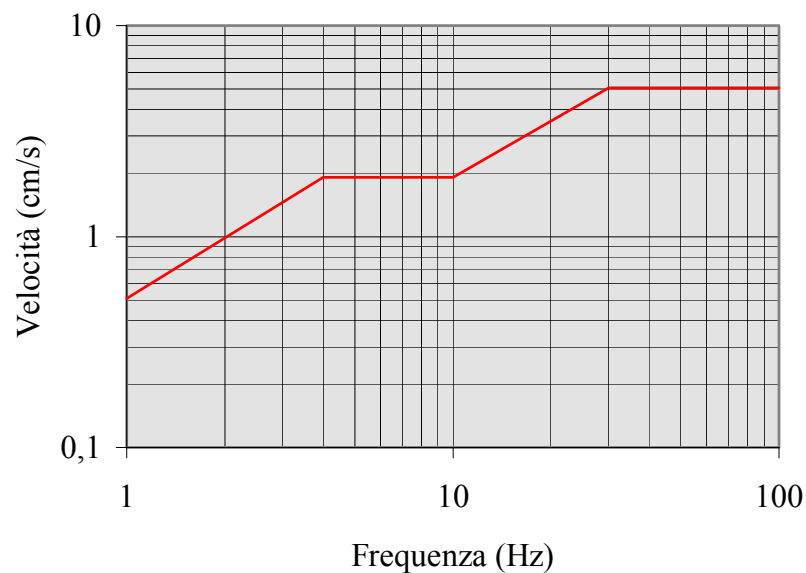


Fig. 3.3 – La velocità ammissibile dipende dalla frequenza dell'onda (USBM).

3.1.4. Normativa DIN 4150 (1999)

La normativa tedesca DIN 4150 è stata aggiornata più volte e l'ultima modifica risale a dicembre 1999. La normativa prevede misure di vibrazione allo scopo di stimare il fenomeno sismico indotto e stabilisce i valori limite di soglia in termini di componente massima di velocità delle particelle in funzione delle caratteristiche dei materiali con cui le strutture sono state costruite, il tipo di costruzione e l'influenza del suolo.

La normativa suddivide le strutture in 3 classi:

- strutture industriali;
- strutture residenziali;
- costruzioni di particolare delicatezza e monumenti storici.

L'influenza del tipo di terreno (Allegato C) è trattato considerando la proprietà di coesione ed il grado di liquefazione del suolo, caratteristiche che influiscono in modo determinante la frequenza dominante del fenomeno sismico.

Per la valutazione del livello di vibrazione, la legge individua due approcci adatti a due tipi di vibrazione: a breve ed a lungo termine. La detonazione di cariche esplosive è considerata una vibrazione a breve termine, perciò, in questa sede, verranno considerate solo queste ultime. La normativa tedesca prevede misure di vibrazione con trasduttori posti sulle fondazioni, sui muri esterni dell'edificio e sul piano più alto della struttura. Nel caso in cui non si riescano a raggiungere le fondazioni o per la mancanza delle fondazioni stesse, il sensore deve essere posizionato a non più di 0,5 m dal suolo; gli assi dei trasduttori sono diretti perpendicolarmente al pavimento ed uno orizzontale deve essere parallelo ai muri esterni. Per pavimenti molto ampi sono necessari più punti di misura, mentre nel caso in cui sia necessario solo un trasduttore sul pavimento, questo deve essere posizionato nel punto più eccitato che è il centro del pavimento. Nella Tab. 3.4 ed in Fig. 3.4 sono riportati i valori limite stabiliti dalla legge per livelli di vibrazione misurati alla fondazione e al piano più alto della struttura in funzione della frequenza. Il superamento di questi valori non comporta necessariamente un danno alle strutture, ma indicano la necessità di eseguire altre indagini per approfondire l'effetto delle vibrazioni sulla struttura e la conseguente pericolosità del fenomeno.

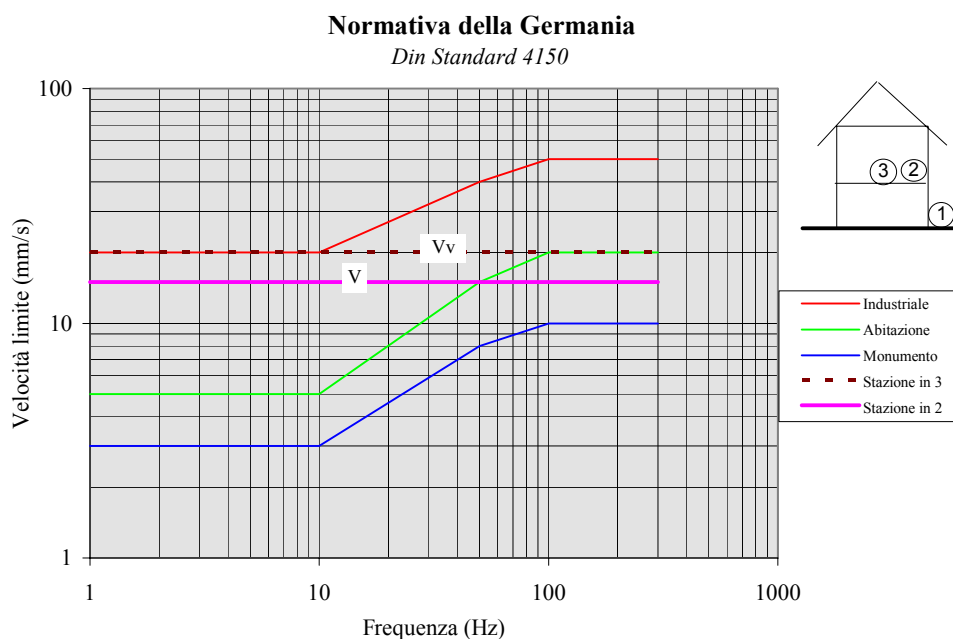


Fig. 3.4 – Valori della componente del vettore velocità massima in funzione del tipo di edificio, delle frequenze dell'onda e del sito di misura.

Categoria	Tipo di struttura	Velocità di vibrazione (mm/s)			
		Misura alla fondazione			Misura al pavimento dell'ultimo piano
		Campi di frequenza (Hz)			Tutte le frequenze
		<10	10 ÷ 50	50 ÷ 100*	
1	Edifici industriali e commerciali	20	20-40	40-50	40
2	Edifici residenziali	5	5-15	15-20	15
3	Strutture particolarmente sensibili (es. monumenti)	3	3-8	8-10	8
*Per frequenze superiori ai 100 Hz si possono applicare i valori riportati in questa colonna linea 1 è aumentata di un fattore 2 per strutture civili					

Tab. 3.4 – Valori limite della velocità in corrispondenza della fondazione e sul solaio del piano più alto (DIN 4150).

La normativa precisa di prestare attenzione a valori di velocità delle particelle superiori a 20 mm/s, adottando i valori limite di soglia corrispondenti a quelli definiti dalla linea 3 in Tab. 3.4.

3.1.5. Normativa Norm Sn 640 312a (1992)

La normativa svizzera, aggiornata nell'aprile 1992, stabilisce valori limite di soglia in termini di vettore velocità in funzione della ripetitività del fenomeno (occasionale, frequente e permanente), della frequenza e del numero di transienti che investono la struttura (Tab. 3.6 ed in Fig. 3.5). In particolare, lo Standard prevede la salvaguardia di strutture superficiali od immobili di normale abitazione e strutture in sotterraneo, raggruppandole in quattro classi dipendenti dalla sensibilità del fenomeno sismico (Tab. 3.5).

Per stabilire i valori limite, lo standard prevede un range di frequenza compreso tra 2 Hz e 300 Hz, rilevando la necessità di prestare attenzione alle basse frequenze, e classifica i fenomeni sismici in funzione del numero di sismi che investono la struttura da salvaguardare: il fenomeno è occasionale per un numero di sismi < 1.000; è frequente per un numero di sismi compreso tra 1.000 e 100.000; è permanente per un numero di sismi > 100.000.

Per quanto riguarda la catena di misura da adottare durante le misure di vibrazione, la normativa svizzera consiglia un rigido accoppiamento tra trasduttore e superficie di misura per

accelerazioni maggiori di 3 m/s^2 e fissa la posizione dei sensori sui muri esterni e con gli assi paralleli ai muri esterni.

Classe di costruzione	Costruzioni superficiali	Fondazioni o strutture profonde
<i>1) Pochissimo sensibile</i>	-	<ul style="list-style-type: none"> • ponti (in cemento armato o in ferro- fondazioni in cls. armato); • solide mura- gallerie; • grandi vuoti; • pozzi (in roccia dura ben consolidata); • fondazioni di macchine; • tubazioni robuste in superficie.
<i>2) Poco sensibile</i>	<ul style="list-style-type: none"> ○ strutture industriali, in cls. armato o in acciaio, senza intonaco; ○ silos; ○ torri in muratura o in ferro 	<ul style="list-style-type: none"> • gallerie, camere e pozzi in roccia tenera; • parcheggi sotterranei; • condutture (gas, acqua, etc.); • muri a secco.
<i>3) Normale</i>	<ul style="list-style-type: none"> ○ abitazioni con struttura in cls., cls. armato, o in pietra; ○ chiese in muratura con intonaco. 	<ul style="list-style-type: none"> • Serbatoi; • condutture in ghisa; • strutture viarie in galleria.
<i>4) Molto sensibile</i>	<ul style="list-style-type: none"> ○ monumenti, edifici protetti; ○ ristrutturazioni recenti degli edifici di classe 3; ○ abitazioni con stucchi in gesso. 	<ul style="list-style-type: none"> • vecchie strutture in ghisa.

Tab. 3.5 – Classi delle strutture per costruzioni in superficie ed in profondità (Sn640 312a).

Tipo di edificio	Numero di sismi	Valore ammissibile del vettore (mm/s)		
		< 30 (Hz)	30 ÷ 60 (Hz)	> 60 (Hz)
<i>Pochissimo sensibile (1)</i>	Occasionali	Valori sino a tre volte i corrispondenti limiti della classe (3)		
	Frequenti			
	Permanenti			
<i>Poco sensibile (2)</i>	Occasionali	Valori sino a due volte i corrispondenti limiti della classe (3)		
	Frequenti			
	Permanenti			
<i>Normale (3)</i>	Occasionali	15	20	30
	Frequenti	6	8	12
	Permanenti	3	4	6
<i>Molto sensibile (4)</i>	Occasionali	Valori tra i corrispondenti della classe (3) e la metà		
	Frequenti			
	Permanenti			

Tab. 3.6 – Valori ammissibili del vettore velocità in funzione del numero di sismi che interessano la struttura.

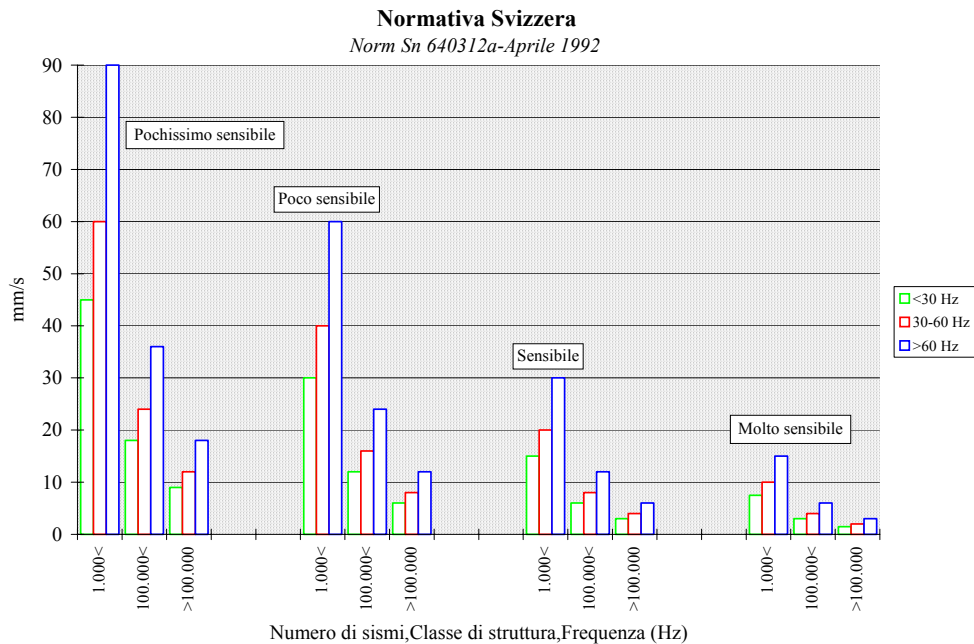


Fig. 3.5 – La normativa svizzera prevede per la stima della velocità di soglia anche il numero dei sismi.

3.1.6. Normativa francese

In Francia sono in vigore due raccomandazioni: la circolare proposta dal Ministero dell'Ambiente del 1986, ampliata nel settembre 1993, e la raccomandazione suggerita dall'AFTES (Association Française des Travaux en Souterrain) del 1974.

L'AFTES francese stabilisce i valori limite di soglia considerando principalmente la qualità dell'opera (tipo di edificio) e la tipologia di terreno di fondazione. Le strutture sono suddivise in 3 classi in funzione della qualità meccanica (bassa, media ed alta), mentre la tipologia del terreno è identificata tramite la velocità di propagazione delle onde sismiche longitudinali. La Tab. 3.7 riporta il limite proposto di 0,25 cm/s, per terreni scarsamente coesivi e per abitazioni di pessima qualità (muri deformati, malta senza aderenza, pietre più o meno scalzate etc.), e di 2,5 cm/s per costruzioni in buono stato.

Tipo di edificio	Velocità limite (mm/s)		
A	2,5	7,5	25
B	5	15	50
C	7,5	22,5	75

Tab. 3.7 – Valori limite di velocità (mm/s) in funzione del tipo di edificio.

La circolare del Ministero dell'Ambiente (luglio 1986) suddivide le strutture in 3 classi: resistente, sensibile e molto sensibile, per le quali i limiti massimi sono espressi in termini di velocità delle particelle in funzione del tipo di edificio e di frequenze (Tab. 3.8).

Tipo di edificio	Frequenza (Hz)		
	4 ÷ 8	8 ÷ 30	30 ÷ 100
Resistente	8	12	15
Sensibile	6	9	12
Molto sensibile	4	6	9

Tab. 3.8 – Valori limite di velocità in funzione del tipo di struttura e frequenza.

La normativa non riguarda il caso delle vibrazioni prodotte dal lavoro di cava, ma una successiva legge (n. 93-3 del 4 gennaio 1993) ed una circolare (settembre 1993) hanno esteso

la normativa alle cave, introducendo specifici valori limite per la velocità di vibrazione delle particelle da applicarsi in tale ambito (Tab. 3.9).

Frequenza (Hz)	Velocità limite (mm/s)
4 ÷ 8	5
8 ÷ 30	9
30 ÷ 159	12

Tab. 3.9 – Valori limite di velocità per vibrazioni indotte in cava in funzione della frequenza.

3.1.7. Normativa SS 460 48 66 svedese

Anche la normativa svedese è stata rielaborata recentemente. I valori limite di soglia stabiliti si riferiscono alla sola componente verticale del vettore velocità, e dipendono dal tipo di edificio e dalle modalità costruttive della struttura, dal tipo di terreno, dalla distanza (quindi dalla frequenza) e dal numero di sismi.

La caratteristica di questa legge è la determinazione della componente verticale della velocità delle particelle tramite la seguente equazione:

$$v_v = v_0 F_k F_d F_t \quad (3.5)$$

dove v_0 , F_k , F_d e F_t sono parametri che considerano l'influenza del terreno, del tipo e del materiale delle costruzioni, della frequenza ed del tipo di sorgente sismica.

La v_0 è il valore della velocità di vibrazione (mm/s) che dipende dal tipo di terreno di fondazione e assume i valori riportati in Tab. 3.10, ricavati dalla:

$$v_0 = \frac{c_p}{65} \quad (3.6)$$

ove c_p è la velocità di propagazione dell'onda P (m/s) nel terreno di fondazione.

Terreno	v_0 (mm/s)
Terreno sciolto, argilla, sabbia, etc.	18
Calcere soffici, rocce tenere, etc.	35
Roccia dura, granito, quarzite, calcare compatto	70

Tab. 3.10 – Valori della velocità v_0 in funzione del tipo di terreno.

L'indice di qualità della struttura, F_k , è funzione del tipo di costruzione (capannone industriale, edificio storico, etc.) e del materiale da costruzione utilizzato; questa dipendenza è esprimibile con l'utilizzo della (3.7):

$$F_k = F_b F_m \quad (3.7)$$

I parametri F_b e F_m sono rispettivamente il coefficiente "edificio" F_b (Tab. 3.11) ed il coefficiente "materiale" F_m (Tab. 3.12).

Classe	Tipo di costruzione	F_b
1	Costruzioni robuste, ponti, bunker	1,70
2	Strutture industriali ed uffici	1,20
3	Abitazioni standard	1,00
4	Costruzioni sensibili con archi o grandi campate, chiese, musei	0,65
5	Strutture storiche, monumenti, etc.	0,50

Tab. 3.11 – Valori del coefficiente "edificio" F_b .

Classe	Tipo di materiale da costruzione	F_m
1	Cemento armato	1,20
2	Cemento, mattoni, clinker	1,00
3	Malta	0,75
4	Blocchetti	0,65

Tab. 3.12 – Valori del coefficiente "materiale" F_m .

Il parametro F_d è un coefficiente (Fig. 3.6) che è funzione della distanza tra il punto di emissione della vibrazione e la stazione di misura, dipende dalle caratteristiche del terreno. In particolare,

a distanze superiori a 350 m, F_d vale 0,50 per argille, 0,35 per calcare tenero e 0,22 per la roccia, mentre i valori raddoppiano per distanze inferiori a 10 m. In tal modo, il parametro tiene conto della lunghezza d'onda delle vibrazioni. Questo aspetto è di notevole importanza, anche se i valori di soglia proposti dalla normativa si riferiscono a transienti di lunghezza d'onda ridotta (frequenze non troppo elevate).

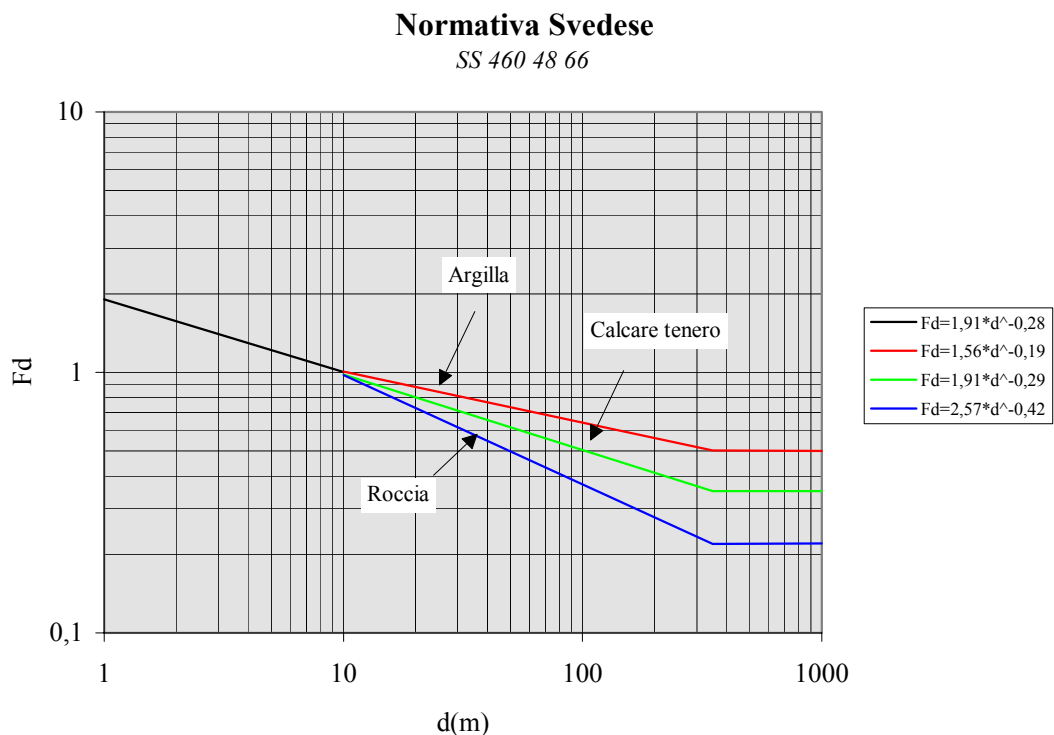


Fig. 3.6 – Il grafico consente la stima del parametro F_d della normativa svedese. Questo importante parametro tiene conto delle distanze in gioco e del tipo di terreno, come valutazione indiretta della frequenza dell'onda, e della sua lunghezza in relazione alle dimensioni della struttura da salvaguardare.

E' evidente, infatti, che 10 g di esplosivo che detonano ad 1 m di distanza da un'abitazione, possono superare localmente il valore limite imposto, investendo una parte di struttura; da questo esempio risulta chiaro che il sisma interferisce solo con gli elementi costitutivi del manufatto, perciò la valutazione del livello di rischio della struttura si riduce ad una stima del danno per i materiali che compongono la costruzione.

Il valore del parametro F_t dipende dal tipo di lavoro che si sta eseguendo e considera in qualche modo il numero dei sismi che interessano la struttura; i valori che può raggiungere sono sintetizzati in Tab. 3.13.

Tipo di sparo	F_t
Tunnel, grandi vuoti, trincee. etc.	1,00
Spari duraturi (cave e miniere)	0,75 ÷ 1,00

Tab. 3.12 – Valori del parametro F_t (SS 460 48 66).

La normativa svedese non definisce un parametro che consideri direttamente la frequenza e le caratteristiche del fenomeno sismico, anche se utilizza i coefficienti F_d e F_t che indirettamente dipendono rispettivamente dalla componente dominante nel dominio della frequenza e dal numero di eventi sismici che interessano la struttura.

3.1.8. Normativa russa

In Russia, una metodologia sviluppata dal professore Mosinets propone i diversi limiti di sicurezza, in funzione del tipo e delle condizioni della struttura da salvaguardare e della sua “importanza”.

Le strutture sono state suddivise in quattro classi in funzione delle tipologie e delle caratteristiche costruttive delle costruzioni (Tab. 3.14 e 3.15), fissandone i valori limite di soglia in termini di vettore velocità.

Tipo di struttura	Descrizione
Classe I	Manufatti molto importanti, storici, monumenti e di importanza architettonica
Classe II	Strutture industriali importanti, pipeline, minerarie, serbatoi d’acqua di 20-30 anni, abitazioni ed uffici dove risiedono o lavorano molte persone, cinema, teatri, case di cultura, ecc.
Classe III	Modeste strutture industriali e manufatti con un numero di piani non superiori a tre, abitazioni ed uffici con poche persone, negozi, centri servizi, ecc
Classe IV	Strutture civili, industriali che contengono macchine e strumenti costosi, importanti per la salvaguardia della vita e della salute dei cittadini, installazioni di compressori, centri servizi per trasporti, ecc.

Tab. 3.14 – Suddivisione dei manufatti in classi secondo la normativa russa.

Caratteristiche costruttive	Limite di soglia della velocità (cm/s)		
	Classe di costruzione		
	II	III	IV
Strutture civili e industriali antisismiche, cls armato, metalliche integre, senza lesioni.	5	7	10
Strutture civili e industriali non antisismiche, cls armato, metalliche integre, senza lesioni	2	5	7
Costruzioni in cls armato, in mattoni o in pietra, con lesioni ridotte nelle tamponature, senza prevenzione antisismica.	1,5	3	5
Costruzioni vecchie o nuove con telai, pietra o mattoni con presenza di lesioni considerevoli sia nelle tamponature che nei muri.	1	2	3
Costruzioni con telai o in pietra, mattoni, con muri e tamponature molto lesionate, fratture oblique e negli angoli etc., danni al cls e corrosione delle armature.	0,5	1	2
Costruzioni con muri portanti molto lesionate con lesioni passanti, prefabbricati senza misure antisismiche.	0,3	0,5	1

Tab. 3.15 – Valori di velocità limite per le classi riassunte nella Tab. 3.14.

La Tab. 3.15 traslascia la I classe di costruzione per la sua particolare importanza, vietandone l'uso di esplosivi salvo deroghe in casi particolari.

3.1.9. Normativa NP-2074

La normativa portoghese, che ricalca le linee generali della DIN 4150, determina un criterio di controllo delle vibrazioni prodotte da esplosioni stabilendo che:

- la catena di misura deve essere composta da un trasduttore triassiale, un amplificatore di segnale ed un registratore;
- il trasduttore adottato deve essere collocato a livello del piano di fondazione ed in prossimità del lato più vicino all'origine delle sollecitazioni;
- il parametro considerato per valutare il fenomeno vibratorio è lo pseudovettore di velocità il cui valore limite di soglia è stato determinato con la seguente espressione:

$$v_L = abc \cdot 10^{-2} \quad (3.8)$$

dove a , b , c sono dei parametri, opportunamente tabulati, che considerano il contributo delle caratteristiche del terreno di fondazione, del tipo di costruzione e del numero medio di sollecitazioni.

3.1.10. Normativa BS 7385-2 (1993)

La normativa inglese ha stabilito i valori limite in termine di massima componente di velocità delle particelle, considerando la durata del fenomeno, il range di frequenza (4 ÷ 250 Hz), le condizioni del suolo, il tipo e lo stato di conservazione delle strutture. In particolare, la normativa segue attentamente le linee generali e le disposizioni della ISO 4866, che considera l'influenza del suolo, l'interazione tra la fondazione ed il suolo, la classificazione degli edifici e la metodologia di misurazione.

Per fenomeni sismici transienti, la legge consiglia dei valori di velocità da non superare, sintetizzati in Tab. 3.16 ed in Fig. 3.7 in funzione della frequenza, stabilendo valori limite di soglia corrispondenti al minore danno pari al doppio di quelli riportati in Fig. 3.7 e quelli di maggiore danno pari a valori quadrupli di quelli sintetizzati in Fig. 3.7.

Considerando l'importanza delle basse frequenze associate ad alte velocità delle particelle, i valori limite di tipologie di strutture corrispondenti alla linea 2 devono essere ridotti: per frequenze inferiori a 4 Hz può essere previsto uno spostamento massimo di 0,6 mm.

Linea	Tipo di struttura	Componente della velocità di picco delle particelle (mm/s)	
		4 Hz ÷ 15 Hz	> 15 Hz
1	Strutture rinforzate, edifici industriali o commerciali	50	
2	Strutture non rinforzate, edifici residenziali	15 ÷ 20	20 ÷ 50

I valori sono riferiti a misure alla base delle strutture da salvaguardare; la linea 2 per frequenze inferiori a 4 Hz prevedono uno spostamento massimo di 0,6 mm da non superare.

Tab. 3.16 – Valori limite di soglia stabiliti dalla BS 7385 per fenomeni transienti.

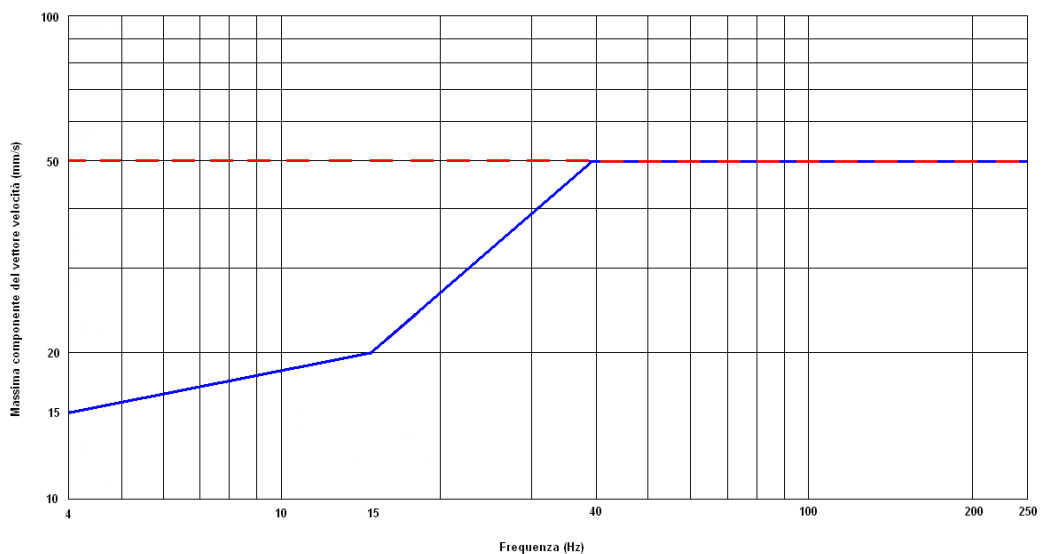


Fig. 3.7 – Valori limite di soglia stabiliti dalla BS 7385 per fenomeni transienti: linea 1 (tratteggiata) e linea 2 (continua).

3.1.11. Confronto tra normative

Tutti i livelli di vibrazione ammissibili fissati dalle normative descritte, devono essere considerati con un ampio margine di sicurezza, quindi un loro eventuale ed episodico superamento non produce effetti “catastrofici” neppure nel caso di danni di tipo “cosmetico”. D’altra parte, durante la fase di progettazione, si considerano valori limite di vibrazione corrispondenti ad un livello di

confidenza del 95%, accettando così la possibilità che il 5% degli spari superi il valore prefissato.

I fenomeni sismici generati da diverse sorgenti di vibrazione possono essere distinte, in funzione della ripetitività giornaliera e della frequenza dell'impulso trasmesso, in tre tipologie:

- impulsive: volate di cava o di galleria microritardate o ritardate con tempi ordinari. La numerosità degli eventi nel corso delle 24 ore può influire sull'adozione di parametri più o meno restrittivi;
- periodiche: impulsi ripetuti a bassa frequenza caratteristici delle macchine di scavo (martelli demolitori, frese o escavatori) o delle macchine utensili con elevata componente dinamica (battipalo) e benne per lo scavo dei diaframmi;
- continue: vibrazioni con durata continua superiore a qualche secondo (passaggio di traffico pesante, dumper o betoniere, impianti di frantumazione, etc.).

In genere, la maggior parte delle normative fanno riferimento solo a vibrazioni impulsive e periodiche, ad eccezione della Svizzera e della Svezia, le cui leggi considerano anche le vibrazioni continue.

Le normative svizzere, inoltre, distinguono tra sorgenti quali traffico e macchine di scavo, e quelle dovute all'impiego dell'esplosivo; la DIN 4150, le norme svedesi ed americane, invece, non prestano attenzione alle vibrazioni generate da traffico pesante nell'ambito delle raccomandazioni sulle vibrazioni impulsive.

Frequenza

I dati sperimentali in materia di sismicità hanno evidenziato che l'ampiezza delle vibrazioni può raggiungere il massimo valore alle frequenze di risonanza caratterizzanti le costruzioni da salvaguardare. È quindi fondamentale calcolare ed analizzare gli spettri in frequenza al fine di individuare le frequenze o i range di frequenza dominanti del fenomeno sismico che possono provocare danni alle strutture, ricordando che le frequenze naturali delle strutture variano tra circa 1 Hz, per gli edifici più alti, e 10 Hz, per gli edifici più bassi. In particolare, le componenti strutturali di una costruzione possono essere caratterizzate dai seguenti range di frequenza di risonanza:

- ❖ 8 ÷ 16 Hz al centro del pavimento; le strutture molto grandi e massicce possono raggiungere una frequenza di risonanza di 4 Hz;
- ❖ 10 ÷ 25 Hz al centro dei muri leggeri; si raggiungono i 50 Hz per murature massicce.

A questo proposito, tutte le normative hanno stabilito valori limite di soglia in funzione della frequenza dominante di oscillazione; solo la normativa svedese, che apparentemente non

esprime direttamente la dipendenza dell'ampiezza di vibrazione con la frequenza, definisce un coefficiente correttivo di velocità di vibrazione in funzione della frequenza. La minore attenzione verso l'entità dell'influenza della frequenza è dimostrata dalle normative dei paesi nordici, in quanto il loro territorio, costituito quasi completamente da rocce cristalline subaffioranti con scarsissime coperture, permette la trasmissione delle onde sismiche ad alte velocità di propagazione con ampiezze associate ad alte frequenze anche a grandi distanze.

Vettore velocità di vibrazione

Le normative svizzera SN 640312 (aggiornate nel 1992) e portoghese NP 2074 hanno adottato come parametro caratterizzante del fenomeno sismico il vettore velocità, anche se non permette una discriminazione relativa alla giacitura delle oscillazioni con maggiore energia. Per ovviare al limite del vettore velocità, la maggior parte delle normative impongono i valori limite di soglia in termini di componente massima della velocità delle particelle in funzione della frequenza; la normativa svedese preferisce utilizzare la sola componente verticale, valutandola come la più influente.

Tipo di terreno

Nella trattazione del procedimento di valutazione del livello di vibrazione, la maggior parte delle normative fa riferimento alle linee guida fornite dalla ISO 4866. Un'eccezione viene proposta dalle normative scandinave che sono molto precise, e richiedono la stima solo delle velocità sismiche longitudinali per i materiali interposti tra sorgente e punto di misura, al fine di poter ricavare dei coefficienti correttivi per i valori di velocità misurati; questa disposizione nasce dal fatto che il loro territorio è caratterizzato solo da poche tipologie di suolo che risulta in ogni caso molto compatto ed omogeneo.

Tipo di edificio e fondazione

Quasi tutte le normative distinguono dei livelli di tollerabilità differenti in funzione della tipologia degli edifici. In particolare la DIN 4150 considera tre tipologie: edifici molto sensibili, edifici residenziali ordinari ed edifici industriali. La norma svizzera SN 640312 ha distinto quattro classi di costruzioni, mentre le raccomandazioni dell'USBM solo due. Una classificazione particolarmente dettagliata viene proposta dalla normativa ISO 4866 che suddivide gli edifici in due gruppi a loro volta suddivisi in otto classi. Nessuna categoria invece è stata prevista nell'OSMRE, che peraltro risulta valida solo per le attività estrattive a cielo aperto.

L'importante influenza del tipo di fondazione sui livelli di vibrazioni nel dominio della frequenza viene evidenziata nella maggior parte delle normative, anche se solo la normativa italiana specifica l'esistenza di diverse tipologie di fondazione e la loro diversa influenza sulla risposta in frequenza del trasduttore.

Metodologia di analisi in frequenza

Le normative nazionali ed internazionali propongono un procedimento di analisi nel dominio della frequenza facendo riferimento alle linee guida ed alle disposizioni della ISO 4866, che consiglia l'applicazione della trasformata di Fourier.

Metodologia di misurazione

Le linee guida utilizzate dalla maggior parte delle normative per indicare la procedura corretta di esecuzione delle misure di vibrazione sono fornite dalla normativa ISO 4866, che permette all'operatore di scegliere liberamente alcune componenti della catena di misura che adotta, quali la scelta del tipo di trasduttore (geofono od accelerometro) e la tecnica di accoppiamento tra il sensore e la superficie di misura. Le disposizioni della maggior parte delle normative fissano la posizione dei trasduttori e la direzioni degli assi, mentre il numero di sensori da utilizzare per le misurazioni è definito solo dalla normativa italiana. Per quanto riguarda invece la tipologia di accoppiamento dei trasduttori non ci sono specifiche indicazioni; infatti, si specifica solamente che il montaggio deve essere rigido e deve evitare distorsioni e slittamenti. In Tab. 3.17 è riportato il confronto tra alcune normative in materia di metodologia di accoppiamento.

NORMA	PAESE	PARAMETRI				
		tipo sensore	numero sensori	posizione sensore	fissaggio	direzione assi
BS 7385-2 (1993)	Gran Bretagna			•	•	•
DIN 4150-3 (1999)	Germania			•		•
SN 640312a (1992)	Svizzera			•	•	•
UNI 9916 (2004)	Italia		•	•	•	•

Tab. 3.17 – Confronto tra le disposizioni stabilite da alcune più usate normative in materia di catena di misura.

NORMATIVA	PAESE	PARAMETRI									
		frequenza	Valore limite	Durata fenomeno	Tipo terreno	Tipo e stato edificio	Tipo vibrazione	Tipo attività	Tipologia fondazione	Analisi segnale	
BS 7385-2 (1993)	Gran Bretania	•	p.p.v.	•		•	I, C			•	
DIN 4150-3 (1999)	Germania	•	p.c.p.v.	•		•	I, PI			•	
NP 2074	Portogallo	•	p.c.p.v.	•		•	I, PI	•			
Racc. AFTES (1974)	Francia	•	p.p.v.	•	•	•	I, PI				
Circ. Min. Amb. (1993)		•	p.p.v.	•		•	I, PI, C				
SN 640312° (1992)	Svizzera	•	p.p.v.	•		•	I, C			•	
SS 4604866	Svezia	•	p.c.p.v.	•	•	•	I, PI, C	•			
UNI 9916 (2004)	Italia	•	p.c.p.v.	•		•	I, PI		•	•	
USBM-R18507 (1984)		•	p.c.p.v.	•		•	I, PI				
OSMRE	Stati Uniti	•	p.c.p.v.	•		•	I, PI	•			

p.c.p.v.: componente della velocità di picco delle particelle;
p.p.v.: velocità di picco delle particelle;
I: vibrazione impulsiva;
PI: vibrazione periodica impulsiva;
C: vibrazione continua.

Tab. 3.18 – Confronto tra le normative più usate

La Tab. 3.18 riporta un confronto tra i parametri che le normative considerano per stabilire i valori limite di soglia. È evidente come la scelta del parametro che permette di fissare i valori di velocità limite di sicurezza siano diversi tra loro; questo è il risultato di diverse concezioni di danno accettabile, di tolleranza culturale di microlesioni per la propria abitazione, della maggiore o minore antropizzazione culturale delle aree interessate ai lavori e della maggiore presenza di edifici di recente o vecchia costruzione rispetto agli edifici totali.

3.2. VALUTAZIONE DELLE VIBRAZIONI SULL'ATTIVITÀ UMANA

Esiste una sostanziale differenza tra la sensibilità umana e quella strutturale agli effetti del fenomeno sismico: da una parte le strutture sono sollecitate maggiormente da basse frequenze, dall'altra parte l'uomo è più sensibile ai campi di frequenze più alti (Fig. 3.8).

L'essere umano, inoltre, è soggetto a fattori di carattere psicologico, che tendono ad amplificare la percezione delle sollecitazioni dinamiche, soprattutto se queste ultime sono generate dall'esplosione di cariche.

Le normative e le raccomandazioni sul disturbo indotto dalle vibrazioni considerano numerosi parametri; si esamineranno nei paragrafi successivi alcune normative che si sono rivelate particolarmente attente allo studio del fenomeno sismico a tutela degli abitanti delle zone in prossimità della sorgente di vibrazione.

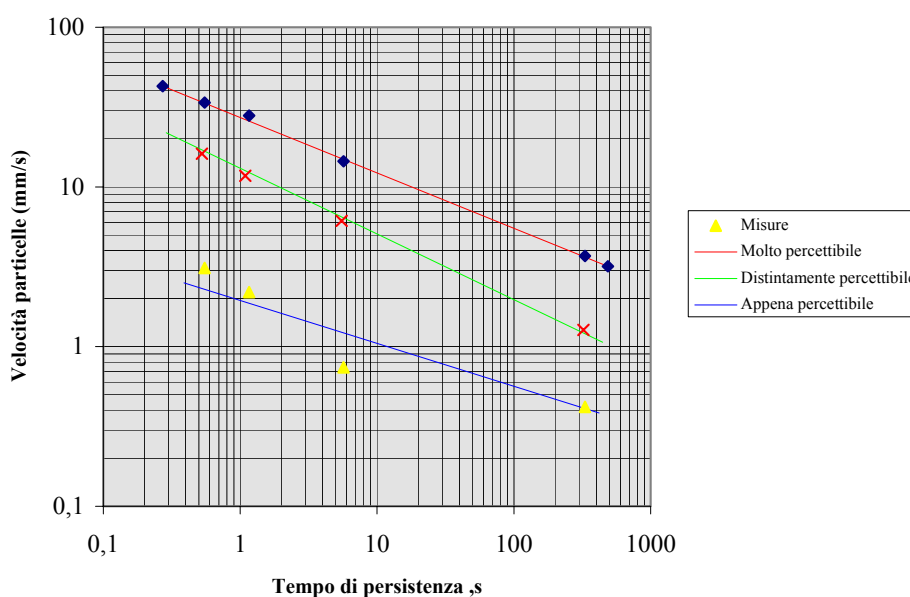


Fig. 3.8 – Percezione umana delle vibrazioni. Il grafico mostra che unitamente alla ampiezza, assume un ruolo non trascurabile la durata del sisma (Dowding, 1985).

3.2.1. Normativa ISO 2631-2

La normativa assume come parametro di riferimento l'accelerazione efficace e determina i valori limite di soglia in funzione della destinazione d'uso della costruzione, del periodo di esposizione (diurno o notturno) e della posizione dell'individuo (seduto, supino, ecc.). In Tab. 3.19 sono riportati i valori limite riferiti alla terna di assi cartesiani con origine nel torace, l'asse z passante per il coccige e la testa, l'asse x passante per la schiena ed il petto e l'asse y passante per le spalle; in Tab. 3.20 sono invece riportati i valori di un coefficiente moltiplicativo da applicare ai valori indicati nella Tab. 3.19 per considerare l'influenza dei parametri destinazione d'uso dell'edificio e del periodo di esposizione diurno o notturno.

Asse di riferimento	Frequenza (Hz)	Valore limite dell'accelerazione
z	1 ÷ 4	$5 \times 10^{-3} \text{ m/s}^2 + 3 \text{ dB per ottava}$
	4 ÷ 8	$5 \times 10^{-3} \text{ m/s}^2$
	8 ÷ 80	$5 \times 10^{-3} \text{ m/s}^2 + 6 \text{ dB per ottava}$
x - y	1 ÷ 2	$3,6 \times 10^{-3} \text{ m/s}^2$
	2 ÷ 80	$3,6 \times 10^{-3} \text{ m/s}^2 + 6 \text{ dB per ottava}$

Tab. 3.19 – Valori limite dell'accelerazione da non superare per garantire il benessere umano.

Tipo di edificio	Periodo del giorno	Accelerazione ponderata (mm/s^2)		
		Vibrazioni continue o intermittenti	Vibrazioni transienti e shock ripetitivi	Eventi singoli che ricorrono spesso in un giorno
Zone critiche (ospedali, teatri, etc.)	Giorno	7 ÷ 14	10 ÷ 20	10 ÷ 20
	Notte	7 ÷ 14	10 ÷ 20	10 ÷ 20
Residenziale	Giorno	28 ÷ 56	40 ÷ 80	150 ÷ 300
	Notte	14 ÷ 28	20 ÷ 40	50 ÷ 100
Uffici	Giorno	28 ÷ 56	40 ÷ 80	400 ÷ 800
	Notte	28 ÷ 56	40 ÷ 80	400 ÷ 800
Workshop	Giorno	56 ÷ 120	80 ÷ 200	500 ÷ 1000
	Notte	56 ÷ 120	80 ÷ 200	500 ÷ 1000

Tab. 3.20 – Norma ISO 2631/2 – valori di pesatura dell'accelerazione.

3.2.2. Normativa UNI 9614

La normativa italiana fornisce un metodo di misurazione delle vibrazioni indotte in zone limitrofe alla sorgente sismica a livello costante e riporta un criterio di valutazione del disturbo indotto dalle tre tipologie di vibrazioni (a livello costante, non costante ed impulsive).

I valori limite di soglia sono forniti in termini di accelerazione, considerando tre diverse categorie di locali od edifici e periodi giornalieri in cui si può generare il fenomeno sismico, attribuendo pesi differenti durante la valutazione del disturbo.

Le vibrazioni a livello costante sono valutabili calcolando il valore efficace (r.m.s.) dell'accelerazione (m/s^2) od il corrispondente livello (dB), definito dalla seguente relazione:

$$L_a = 20 \log \frac{a}{a_0} \quad (3.9)$$

dove a è il valore efficace di accelerazione misurato e a_0 è il valore efficace dell'accelerazione di riferimento pari a $10^{-6} m/s^2$.

Com'è ormai noto, gli effetti indotti dai fenomeni sismici sono diversi in funzione della frequenza dominante, perciò la legge prevede l'impiego di filtri, espressi in dB, che rendono tutte le componenti di frequenza equivalenti in termini di percezione e disturbo. L'accelerazione complessiva ponderata in frequenza (a_w) ed il corrispondente livello (L_w) si ottengono sottraendo al valore dell'accelerazione efficace (o al livello d'accelerazione) il filtro di ponderazione:

$$L_w = L - \text{filtro} \quad (3.10)$$

La normativa fornisce un metodo di valutazione del disturbo per le tre diverse tipologie di vibrazione, individuate come:

- ◆ livello costante: il livello dell'accelerazione complessiva ponderata in frequenza varia nel tempo in un intervallo di ampiezza inferiore a 5 dB;
- ◆ livello non costante: il livello varia in un intervallo di ampiezza superiore ai 5 dB;
- ◆ impulsive: originate da eventi di breve durata costituiti da un rapido innalzamento del livello di accelerazione sino ad un valore massimo seguito da un decadimento.

In questa trattazione, si considererà la procedura di valutazione del rischio di danno prodotto dalle sole vibrazioni impulsive. Il parametro caratterizzante il fenomeno sismico da utilizzare è il valore efficace di accelerazione (nel caso di registrazione del livello di picco, questo va diminuito di 3 dB). Il valore così ottenuto va confrontato con il valore limite riportato in Tab. 3.21.

	Asse z (m/s²)	Asse x e y (m/s²)
Aree critiche	5,0·10 ⁻³	3,6·10 ⁻³
Abitazioni (notte)	7,0·10 ⁻³	5,0·10 ⁻³
Abitazioni (giorno)	0,30	0,22
Uffici e fabbriche	0,64	0,46

Tab. 3.21 – Valori limite di soglia di accelerazione.

Tali valori limite riportati nella Tab. 3.21 sono validi se il numero N di eventi impulsivi giornalieri è inferiore a 3; in caso contrario, i valori limite fissati per le abitazioni (di giorno), gli uffici e le fabbriche andranno diminuiti moltiplicandoli per un fattore correttivo F , che dipende dal numero di eventi e la loro durata; nessuna riduzione va invece applicata alle aree critiche e alle abitazioni (di notte).

3.2.3. Normativa DIN 4150

La normativa tedesca introduce il parametro KB che permette di correlare il livello di vibrazione con i possibili danni indotti su una struttura e di valutare oggettivamente il livello di disturbo delle persone all'interno di una struttura. Il valore di KB è definito dalle seguenti relazioni che evidenziano una stretta dipendenza con il vettore velocità e la frequenza:

$$KB = a \cdot \frac{\alpha}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{f_0}\right)^2}} \quad (3.11)$$

$$KB = v \cdot \frac{\beta \cdot f}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{f_0}\right)^2}} \quad (3.12)$$

$$KB = w \cdot \frac{\gamma \cdot f^2}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{f_0}\right)^2}} \quad (3.13)$$

dove: a è l'accelerazione (m/s²), v la velocità di picco di una componente (mm/s), w lo spostamento (mm), f la frequenza fondamentale dell'onda e f_0 è pari a 5,6 Hz (frequenza di

riferimento). Se β è una costante uguale a 0,13 (s²/mm), per quanto riguarda la velocità delle particelle, il parametro KB diventa:

$$KB = \frac{v_i \cdot f \cdot 0,13}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{5,6}\right)^2}} \quad (3.14)$$

Successivamente, è stata proposta un'espressione più complessa per la determinazione del parametro KB:

$$Kb_{\tau}(t) = \sqrt{\frac{1}{\tau} \int_{\xi=0}^t e^{\frac{\xi}{\tau}} \cdot KB^2(t - \xi) d\xi} \quad (3.15)$$

I valori limite di KB sono riportati in Tab. 3.22, dove KB viene espresso in funzione del tipo di vibrazione (continua od occasionale), della zona sottoposta a controllo (distinta in 5 tipi di aree), e del periodo (giorno o notte) in cui si verifica il fenomeno.

Tipo di struttura	Tempo	Valore del KB	
		Vibrazioni continue	Vibrazioni episodiche
Area residenziale	Giorno	0,2 (0,15) ²	4
	Notte	0,15 (0,1) ²	0,15
Mista commercio e residenziale	Giorno	0,3	8
	Notte	0,2	0,2
Commerciale	Giorno	0,4	12
	Notte	0,3	0,3
Industriale	Giorno	0,6	12
	Notte	0,4	0,4
Speciale	Giorno	0,1 ÷ 0,6	4 ÷ 12
	Notte	0,1 ÷ 0,4	0,15 ÷ 0,4

Tab. 3.22 – Valori limite del coefficiente KB.

I valori del coefficiente KB, della Tab. 3.22 non possono essere applicati alla sismicità indotta da cariche esplosive; infatti, l'applicazione di tali valori alle volate possono portare a definire criteri troppo restrittivi e limitanti per le attività estrattive. Perciò, i valori del parametro KB sono stati modificati: è stato introdotto un coefficiente moltiplicativo c_F , che ha portato a definire un nuovo parametro A_0 :

$$A_0 = KB \cdot c_F \quad (3.16)$$

dove KB è il valore limite stabilito in precedenza e c_F è un coefficiente che può assumere valori compresi tra 0,6 e 0,9. Ad esempio, nel caso di sismi isolati e di breve durata, come quelli generati dal brillamento di cariche esplosive, c_F assume valore pari a 0,6 (Tab. 3.23).

La formula (3.16) è valida nel caso di sismi isolati, di breve durata ed in assenza di risonanza (il tempo di persistenza, riferito alla struttura, è minore di 1 s).

Classe	Tipo di zona	A ₀ giorno	A ₀ notte
1	Zona industriale con rare abitazioni	6	0,6
2	Zona prevalentemente commerciale	6	0,4
3	Zona commerciale con abitazioni	5	0,3
4	Zona residenziale	3	0,2
5	Zona con ospedali etc.	3	0,15

Tab. 3.23 – Valori limite del coefficiente A₀.

Nel caso di preavviso agli abitanti delle zone limitrofe alle zone di sparo e per una volata al giorno, le zone 3 e 4 possono ottenere l'A₀ della zona 1. Con le nuove normative però che prevedono più spari senza (o minimo) intervallo, costituiscono un solo "evento" e quindi devono essere considerati spari singoli, per un massimo stabilito di 15 alla settimana. Nel caso di attività estrattiva con un massimo di due volate a settimana con preavviso agli abitanti, il valore consentito del parametro KB pari a 12, è diventato, dopo la restrizione, pari a 8.

La normativa inoltre prevede la possibilità di aumentare il coefficiente KB nel caso in cui gli abitanti del circondario siano avvertiti in tempo e sistematicamente dell'evento di sparo.

Perciò, la scelta del legislatore tecnico tedesco indica come gli eventi impulsivi siano da considerarsi con minore severità anche nei confronti del disturbo personale, che risulta maggiore in presenza di sollecitazioni continue e ripetute nell'arco della giornata (Tab. 3.24).

DIN 4150 (settembre 1975)		DIN 4150 (dicembre 1992) più spari, uno di seguito all'altro costituiscono un solo evento per un massimo di 15 alla settimana											
Fino a 3 volate al giorno senza preavviso		2 volate alla settimana con preavviso			Più eventi al giorno senza preavviso			Un evento alla settimana con preavviso			Più eventi all'anno con preavviso		
Tipo di zona	KB	V _v	KB	V _v	A ₀	KB	V _v	A ₀	KB	V _v	A ₀	KB	V _v
Industriale	12	17,1	12	17,1	6	10	14,3	6	10	14,3	8	13,3	19
Commerciale	12	17,1	12	17,1	6	10	14,3	6	10	14,3	8	13,3	19
Mista	8	11,4	12	17,1	5	8,3	11,9	6	10	14,3	8	13,3	19
Residenziale	4	5,7	12	17,1	3	5	7,1	6	10	14,3	8	13,3	19

Tab. 3.24 – Confronto tra i coefficienti KB e A₀

V_v è la componente verticale della velocità (mm/s)

CAPITOLO 4

CATENA DI MISURA

Il monitoraggio dei fenomeni vibratorii è da sempre oggetto di studio ed approfondimento alla ricerca di nuove tecnologie più precise allo scopo di misurare i livelli di vibrazione nel modo più affidabile possibile. La catena di misura usualmente utilizzata per stimare i fenomeni sismici è composta da cinque sistemi:

- sistema di rilevamento;
- sistema di acquisizione;
- sistema di registrazione;
- sistema di amplificazione/condizionamento del segnale;
- metodologie di analisi del segnale.

La misura di una grandezza fisica caratterizzante i fenomeni vibratorii prevede l'utilizzo di trasduttori (sistema di rilevamento) dai quali il segnale raggiunge, tramite il sistema di trasmissione, il sistema di acquisizione dove le misure vengono memorizzate dal sistema di registrazione. Ad elevate distanze dalla sorgente sismica, il segnale da catturare può essere debole, perciò l'operatore può inserire un sistema di amplificazione tra il sistema di rilevamento e di acquisizione per ottimizzare l'acquisizione del segnale.

Le successive analisi ed elaborazioni del segnale permettono di raggiungere una corretta interpretazione dei dati con l'ausilio di avanzati software dedicati.

La scelta ottimale dei sistemi che compongono la catena di misura è influenzata da numerosi parametri quali il numero di canali analogici, la risoluzione del processo di conversione analogico/digitale, la velocità di campionamento, la compatibilità in fase di condizionamento del segnale, i filtri ed i livelli di amplificazione, la qualità dei cavi e le prestazioni dei sensori.

Nei seguenti paragrafi saranno descritte in dettaglio le caratteristiche dei singoli componenti che compongono una catena di misura al fine di individuare i parametri operativi e funzionali che caratterizzano il sistema nel suo insieme.

4.1. SISTEMA DI RILEVAMENTO

Un trasduttore è un dispositivo che trasforma grandezze fisiche diverse utilizzando tre operazioni fondamentali successive:

- a) conversione della quantità fisica in una quantità meccanica;
- b) conversione della quantità meccanica in una quantità elettrica;
- c) conversione della quantità elettrica in un'altra quantità elettrica finale (in genere una tensione).

Ad esempio, un trasduttore sismico esegue tutte le conversioni citate senza modificare la storia temporale della grandezza fisica (spostamento, velocità, accelerazione): lo spostamento in ingresso diventa uno spostamento relativo, che è trasformato in una variazione di resistenza e questa ultima è trasformata in una variazione di tensione.

La grandezza caratterizzante il fenomeno fisico di interesse è trasformata in un proporzionale segnale analogico, utilizzando una relazione nota tra le quantità in ingresso ed in uscita (costante di calibrazione), influenzata, nella realtà pratica del monitoraggio, dall'errore della non linearità caratterizzante le conversioni tra grandezze fisiche e dagli errori delle distorsioni.

I trasduttori possono essere raggruppati in due principali categorie in funzione della tipologia del processo di trasformazione:

- i trasduttori attivi: convertono l'energia meccanica in ingresso in energia elettrica, senza l'ausilio di un'alimentazione esterna (geofoni ed accelerometri);
- i trasduttori passivi: la conversione della grandezza in ingresso avviene modificando i parametri interni del sensore che produce un'informazione "latente", che si manifesta solo se i trasduttori vengono alimentati. Tipico esempio è fornito dai sensori capacitivi che convertono la variazione della grandezza da misurare in una variazione di uno dei suoi parametri caratteristici (geometria del sensore o costante dielettrica).

In generale, gli sperimentatori e le normative in materia di vibrazioni individuano come sensori più adatti al monitoraggio dei fenomeni sismici i trasduttori attivi di velocità e di accelerazione.

4.1.1. Trasduttori attivi di velocità

I geofoni sono caratterizzati costruttivamente da una frequenza propria pari a $2 \div 8$ Hz, da una resistenza interna, da un segnale di uscita in Volt proporzionale alla velocità delle particelle (V/cm/s) e da un limitato campo di risposta lineare in frequenza. A questo proposito, utilizzando appropriate resistenze di "damping" collegate in parallelo alla resistenza interna del sensore, si può modificare il segnale di uscita.

Costruttivamente, i geofoni sono formati da una bobina mobile collegata con delle "molle" all'involucro e posta nel traferro di un magnete permanente solidale all'involucro del trasduttore. Al passaggio dell'onda sismica, la bobina tende per inerzia a restare ferma ed a seguire il moto con ritardo, mentre il magnete segue l'involucro e quindi le oscillazioni del terreno. Il conseguente moto relativo tra magnete e bobina genera una f.e.m. di valore istantaneo proporzionale alla velocità del moto relativo.

Se la frequenza delle vibrazioni è più elevata della frequenza di oscillazione della bobina, il moto relativo coincide con quello del terreno; per frequenze prossime a quelle della bobina, il geofono entra in risonanza e il segnale di uscita risulta amplificato; infine, per frequenze dell'onda inferiori, la bobina segue l'involucro ed il moto relativo tende a zero, come il segnale emesso. Per tutto il campo di frequenze superiori sino ad un limite dovuto a fattori costruttivi, il segnale del geofono è costante: in questo caso, siamo nel campo di risposta piatta.

Il segnale di uscita, corrispondente ad una velocità delle particelle unitaria è fornito dalla casa costruttrice (V/cm/s) ed è questo valore che generalmente viene utilizzato; tuttavia in qualche caso è necessaria una taratura dei geofoni su tavola a scosse.

Quasi mai le misure riguardano una sola componente dell'onda, ma in generale sono richieste le tre componenti lungo le direzioni ortogonali (verticale, longitudinale e trasversale), pertanto tre geofoni monoassiali sono montati tridimensionalmente e perpendicolarmente in un unico contenitore. Poiché, il segnale emesso deve corrispondere alla velocità delle particelle, si deve porre particolare attenzione durante il posizionamento dei geofoni sul terreno, soprattutto quando i livelli attesi di vibrazione sono approssimativamente vicini all'accelerazione di gravità: già per valori di $0,4 \div 0,5 g$ è opportuno vincolare i trasduttori con staffe e chiodi sulla base di appoggio.

4.1.2. Trasduttori attivi di accelerazione

I principali trasduttori attivi di accelerazione usati per monitorare il fenomeno vibratorio sono i sensori piezoelettrici (Fig. 4.1), che sfruttano la proprietà di alcuni materiali (naturali o ceramici) di generare cariche elettriche quando vengono sottoposti a sollecitazioni meccaniche.

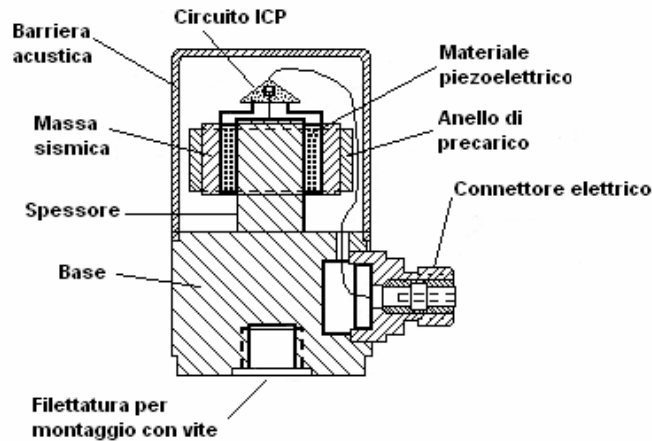


Figura 4.1 – Trasduttore piezoelettrico (Manuale d'uso, 2001).

L'accelerometro piezoelettrico è uno dei migliori trasduttori attualmente disponibili per la misura delle vibrazioni, ed il suo diffuso impiego è giustificato dalle sue numerose proprietà:

- applicabile in campi di frequenza ampi;
- buona linearità su un campo dinamico esteso;
- adatto in diverse condizioni ambientali mantenendo una buona accuratezza;
- estremamente robusto per la mancanza di parti in movimento;
- ingombro contenuto.

Dal punto di vista costruttivo, i trasduttori piezoelettrici si differenziano per il tipo di sollecitazione meccanica esercitata sull'elemento trasducente in sensori a compressione, a taglio ed a flessione (Fig. 4.2).

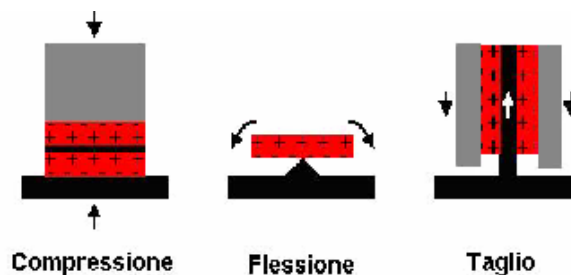


Fig. 4.2 - Sollecitazioni dell'elemento trasducente.

Gli accelerometri a compressione sono caratterizzati da un sistema massa sismica - elemento piezoelettrico montato su un perno cilindrico centrale collegato alla base e mantenuto in posizione da una vite di precarico posta superiormente. Il perno e la base si comportano come una molla in parallelo all'elemento piezoelettrico: ogni deformazione della base, (flessione o

variazioni di temperatura) può sollecitare l'elemento piezoelettrico, introducendo un errore nel segnale in uscita (base strain sensitivity). Negli ultimi anni, la resistenza termica di questo tipo di sensori è stata migliorata utilizzando materiali piezoelettrici quali tormalina e niobato di litio permettendo di eseguire affidabili misure di vibrazione in un range di temperatura tra $-254\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $760\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Gli accelerometri a taglio possono avere geometrie costruttive diverse, per esempio il modello Delta Shear[®] (Fig. 4.3) prevede tre elementi piezoelettrici e tre masse, disposti sulle facce di un prisma metallico a sezione triangolare e tenute in posizione tramite un anello che esercita un'azione di precarico, assicurando così un elevato grado di linearità e bassa sensibilità trasversale ("cross-axis sensitivity"), eccellente range di temperatura e trascurabile sensibilità agli sforzi ("base strain sensitivity").

Gli accelerometri a flessione sono una variante degli accelerometri a compressione, sono composti da due piastre piezoelettriche rigidamente unite a formare una trave appoggiata che sollecitata tende a flettersi. Questo tipo di sensori genera in uscita un alto segnale elettrico per le sue dimensioni, ma risulta estremamente fragile e possiede bassa frequenza di risonanza.

Ogni tipo di accelerometri possono essere caratterizzati da diverse geometrie che variano in funzione del modello; in Fig. 4.3 sono mostrati alcuni esempi di configurazioni presenti sul mercato.

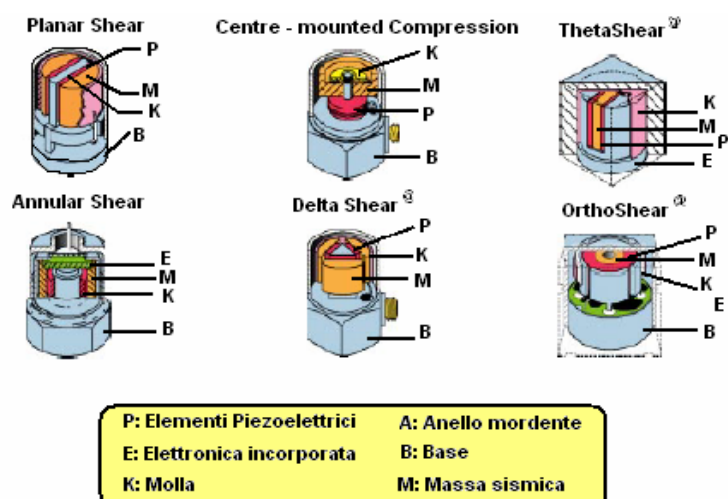


Fig. 4.3 – Geometrie del sensore.

Per comprendere e sfruttare al meglio le potenzialità degli accelerometri è utile conoscere le loro principali caratteristiche:

- *Sensibilità*: rapporto tra l'output elettrico e l'input meccanico rilevato. La sensibilità dei trasduttori attivi (accelerometri piezoelettrici) è espressa in termini di tensione per unità di accelerazione (mV/g);
- *Risoluzione*: la più piccola variazione di input meccanico che genera una variazione percettibile di output elettrico, dipendente dall'elemento trasducente e dall'architettura del sensore;
- *Sensibilità trasversale*: sensibilità ad accelerazioni in direzione ortogonale a quella principale di misura, influenzata da inevitabili imperfezioni di allineamento dell'elemento piezoelettrico, che portano ad un'inevitabile deviazione dell'asse di massima sensibilità, non più coincidente con l'asse di montaggio dell'accelerometro;
- *Range di ampiezza*: intervallo entro il quale la sensibilità del trasduttore rimane costante ed all'aumentare dell'ampiezza del fenomeno vibratorio aumenta linearmente il segnale in uscita; l'intervallo è limitato inferiormente dal valore del rumore del sistema di misura e superiormente dalle caratteristiche elettriche dell'elemento trasducente, dalle dimensioni e dalla fragilità dello strumento (maggiore è la sensibilità dello strumento, minore è il range di ampiezza);
- *Intervallo di frequenza*: l'intervallo di operatività dello strumento entro il quale il sensore presenta una risposta lineare (dB): il segnale elettrico in uscita rimane costante mantenendo costante l'ampiezza dell'input meccanico; l'intervallo è limitato superiormente dal valore della frequenza naturale del sensore, ed inferiormente dalle caratteristiche elettriche del trasduttore e degli elementi della catena di misura;
- *Sfasamento*: ritardo tra input meccanico ed output elettrico;
- *Peso e dimensioni*: le dimensioni ed il peso del trasduttore sono direttamente correlate alla sensibilità ed al range di frequenza utile dello strumento; infatti, all'aumentare delle dimensioni aumenta la sensibilità e diminuisce il range di frequenza. Ottenere output caratterizzati da alti livelli, prevede la necessità di aumentare le dimensioni ed il peso dello strumento, che possono pregiudicare l'impiego del sensore in determinate circostanze; per questo motivo gli operatori preferiscono utilizzare trasduttori di piccole dimensioni associati a preamplificatori integrati che consentono di trattare livelli di segnale anche molto bassi.

La procedura di calibrazione (o taratura) permette di determinare la sensibilità (o fattore di calibrazione), che dipende dalla frequenza, e comprende valori di ampiezza e fase (Fig. 4.4a).

La curva tipica di risposta in frequenza (Fig. 4.4b), rappresentante l'ampiezza registrata da un accelerometro piezoelettrico, individua un picco in corrispondenza del valore della frequenza di risonanza f_n ; nella figura, la frequenza massima, associata ad una deviazione standard pari a 12% (1 dB), coincide con $f_n/3$; mentre una deviazione standard di 6% (0,5 dB) si ottiene fino ad

una frequenza pari a $f_n/5$. Perciò, il range di frequenza utilizzabile per ottenere una reale risposta dell'accelerometro è delimitato inferiormente da una frequenza minima individuata dalla teoria e da una frequenza massima coincidente con il valore $f_n/5$.

Nel caso in cui la sensibilità sia indipendente dalla frequenza all'interno di un intervallo, si assume come fattore di calibrazione la sua componente in ampiezza, mentre la componente in fase è costante (pari a 0° o 180°) o variabile linearmente all'interno dell'intervallo.

La taratura di un accelerometro è necessaria per determinare il valore della sensibilità, per specificare l'accuratezza dello strumento e per conferire validità legale alle misure effettuate dal sensore. Il procedimento di taratura prevede il rispetto della catena di riferibilità tra il sensore ed un campione di riferimento, che cambia in diversi paesi, per esempio negli Stati Uniti è detenuto dal NIST (National Institute of Standard and Technology) a Gaithersburg, nel Maryland, in Italia è conservato nell'istituto IMGC di Torino.

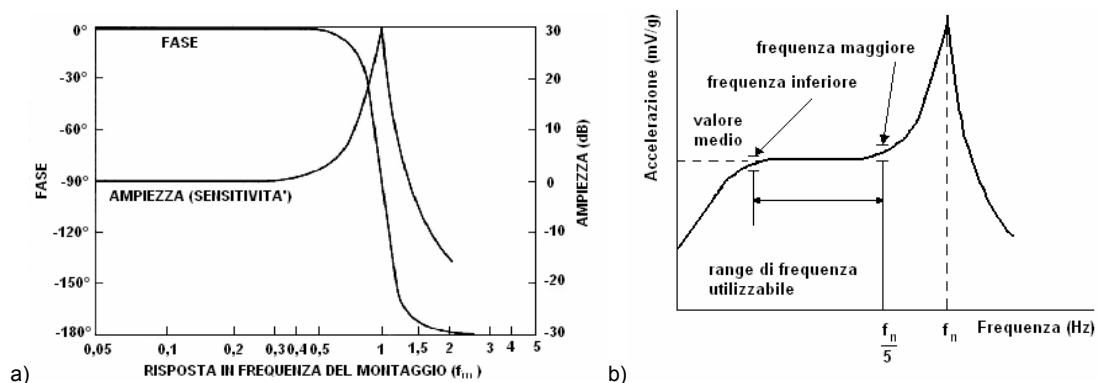


Fig. 4.4 – a) Curva di calibrazione; b) La risposta dell'accelerometro nel dominio della frequenza individua la frequenza di risonanza ed il range di frequenza utilizzabile.

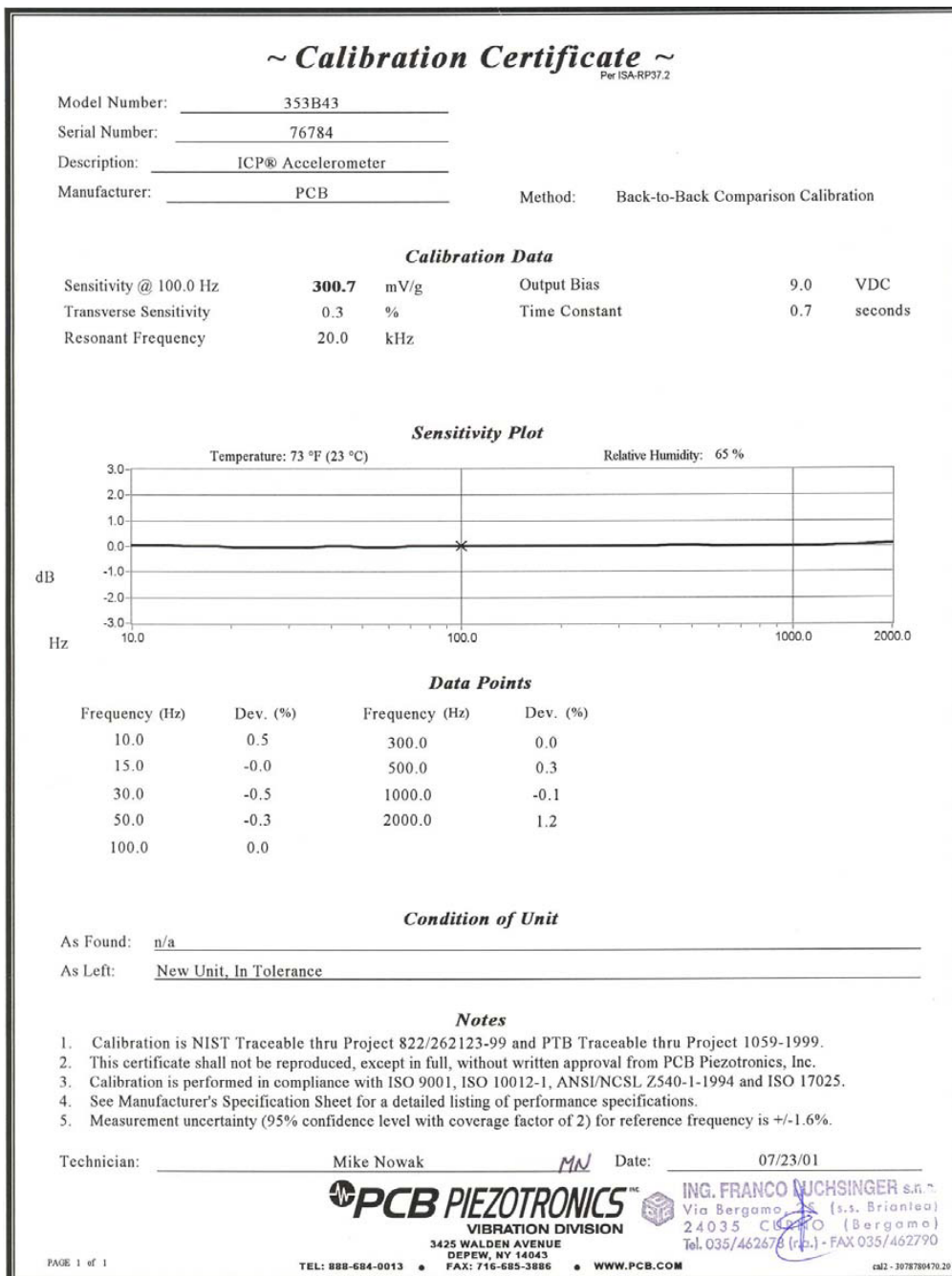
Il campione di riferimento è un accelerometro, tarato utilizzando un metodo assoluto (interferometrico), che viene impiegato nella taratura per il confronto dei campioni secondari presso centri specializzati seguendo le procedure descritte nella normativa ISO 5347-3.

In seguito al processo di taratura ad ogni trasduttore è allegata una carta di calibrazione che determina la riferibilità ad un campione nazionale, indicando il valore di sensibilità, l'intervallo di confidenza, le caratteristiche ambientali e l'identificazione dello standard utilizzato nella procedura di calibrazione (Fig. 4.5).

L'integrità e l'affidabilità dello strumento deve essere garantita anche successivamente sottoponendolo ad una calibrazione periodica, rapportando l'intervallo di tempo all'utilizzo e alle condizioni ambientali in cui deve operare il trasduttore. Un'ulteriore verifica di sensibilità (sensitivity checking) può essere eseguita utilizzando eccitatori portatili calibrati che producono

un'accelerazione di 10 m/s² alla frequenza di 159,2 Hz. Questa procedura risulta molto comoda per test in situ prima e dopo la campagna di misure, ma non garantisce la catena di riferibilità e la legalità dell'operazione.

Fig. 4.5 – Esempio di certificato di calibrazione.



4.2. TECNICHE DI MONTAGGIO

Le elevate prestazioni di un trasduttore attivo di accelerazione, necessita di un'accurata pianificazione e posizionamento dei trasduttori durante il monitoraggio dei fenomeni sismici.

A questo scopo, diventa importante la tecnica di montaggio del sensore da adottare, in quanto rappresenta uno dei fattori più importanti e critici per l'accuratezza della misura. Conseguentemente, per la scelta della metodologia di accoppiamento da utilizzare devono essere accuratamente valutati alcuni parametri quali il luogo, la robustezza, l'ampiezza del campo (di misura), l'accessibilità, la temperatura, il range di frequenza e la portabilità che possono essere estremamente critiche. L'adozione di un adeguato accoppiamento tra il trasduttore e la superficie di misura è fondamentale, in quanto un montaggio non corretto può provocare una sensibile riduzione della frequenza di risonanza del trasduttore, che può limitare notevolmente il campo di frequenza utile dello strumento.

La normativa UNI ISO 5348 indica le seguenti condizioni operative nelle quali un trasduttore fornisce risultati affidabili:

- a) l'accoppiamento del sensore alla superficie di misura deve essere tale per cui seguirà il più fedelmente possibile il moto della struttura sotto esame;
- b) dopo l'installazione del trasduttore, il moto della struttura deve cambiare il meno possibile;
- c) il range di frequenza di operatività del trasduttore non deve essere prossimo alle frequenze di risonanza del sistema montato per non provocare distorsioni nel segnale rilevato;
- d) si devono evitare movimenti del cavo ed errori durante il montaggio che possono causare scostamenti derivanti da disallineamenti dell'asse del trasduttore, flessioni della base, transitori termici e torsioni.

Per soddisfare le condizioni citate e per ottenere misure veritiere è necessario assicurarsi che:

1. l'accelerometro ed il suo montaggio siano il più possibile rigidi e fissi (le superfici di contatto devono essere il più pulite e piane possibile);
2. il montaggio introduca la minima distorsione possibile (per esempio i migliori sono i dispositivi di montaggio asimmetrici e semplici);
3. la massa dell'accelerometro e del suo sistema di fissaggio siano piccoli rispetto alla struttura in esame (ISO 2954);
4. l'accelerometro sia impiegato molto al di sotto la sua frequenza fondamentale di risonanza, se si adotta il montaggio raccomandato dal costruttore, il funzionamento del trasduttore si limiterà a frequenze massime inferiori al 20% della frequenza di risonanza caratterizzante l'accelerometro montato; in questo caso, gli errori che si commetteranno saranno pari a qualche per cento della risposta in ampiezza.

La Fig. 4.6 illustra le sei possibili tecniche di montaggio proposte dalla normativa ISO 5348 e

l'influenza sulla risposta in frequenza di un trasduttore. Esaminando le configurazioni di montaggio e i corrispondenti diagrammi si può osservare che la risposta alle alte frequenze diminuisce all'aumentare della massa o dalla riduzione della rigidità del montaggio.

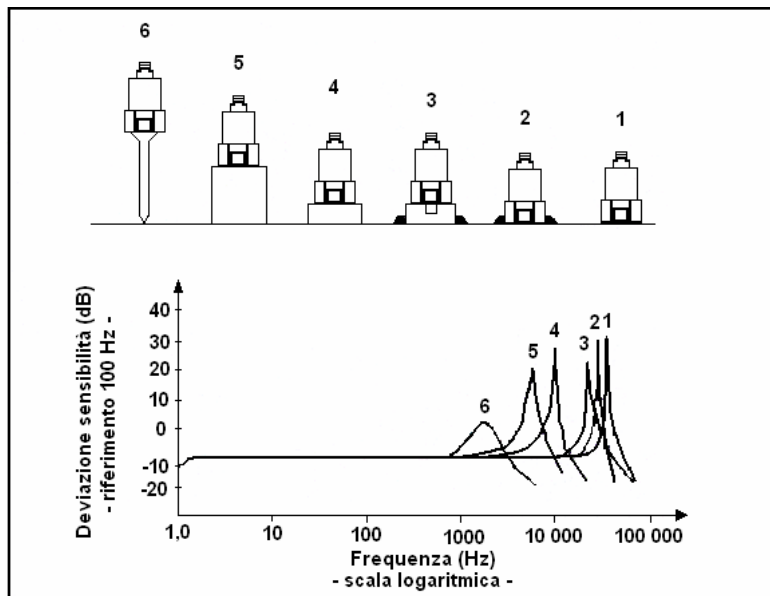


Fig. 4.6 – Confronto tra le diverse tecniche di montaggio (UNI ISO 5348).

Nei paragrafi successivi sono descritte alcune tecniche di montaggio consigliate in particolare per accoppiamenti tra sensore ed elementi costruttivi.

4.2.1. Montaggio standard a vite

Questa tecnica di montaggio utilizza il grano filettato (l'eventuale isolamento elettrico dell'accelerometro è garantito inserendo una rondella di mica) accoppiato ad una superficie di contatto liscia (rugosità minima di 0,00016 mm) e perfettamente piana, in quanto il disallineamento ed il contatto ridotto di superficie possono ridurre significativamente la risposta alle alte frequenze del sensore (Fig. 4.7). Ugualmente importante è la pulizia della superficie e l'applicazione di un film di grasso, olio o altro similare fluido prima di serrare il collegamento filettato che migliorano la rigidità dell'accoppiamento, evitando che il perno filettato tocchi il fondo dei fori in quanto può creare gioco fra le superfici con conseguente riduzione della rigidità dell'accoppiamento (UNI ISO 5348).

La coppia di serraggio da utilizzare è indicata dal costruttore, raggiungibile con precisione utilizzando una chiave dinamometrica: un serraggio insufficiente non accoppia adeguatamente

il sensore, mentre un serraggio eccessivo può causare la rottura della vite di fissaggio.

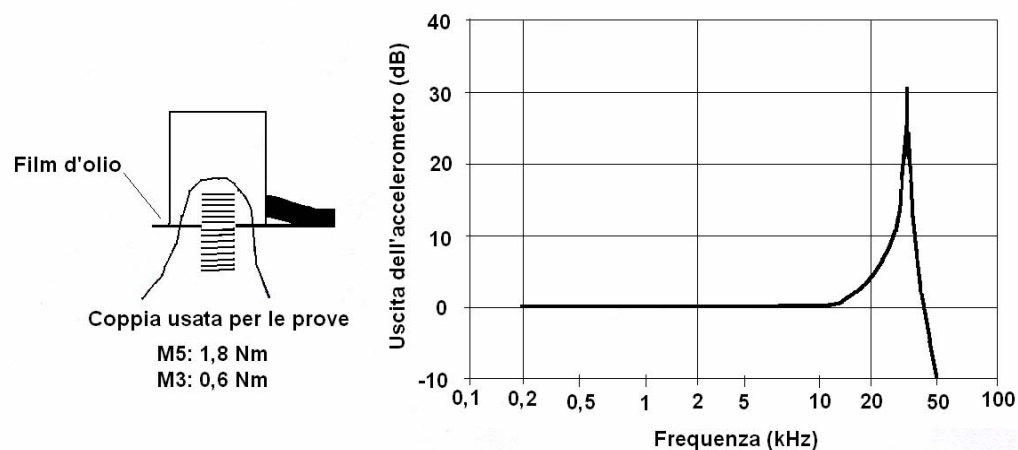


Fig. 4.7 – Risposta in frequenza di un accelerometro montato su perno con film di olio (UNI ISO 5348).

4.2.2. Cementazione

Questa tecnica di montaggio è adatta per installazioni in condizioni difficili, quali la difficoltà di forare la superficie di misura, la necessità dell'isolamento elettrico del sensore e l'insufficiente planarità della superficie.

L'accoppiamento richiede una superficie pulita secondo le raccomandazioni del produttore ed uno strato sottile di cementante, per poter rappresentare una molla più rigida.

L'utilizzo di cementanti duri di tipo catalitico o termoindurenti sono preferibili a quelli il cui solvente si deve seccare, questo ultimo tende a rimanere morbido nella parte interna riducendo la frequenza di risonanza (Fig. 4.8).

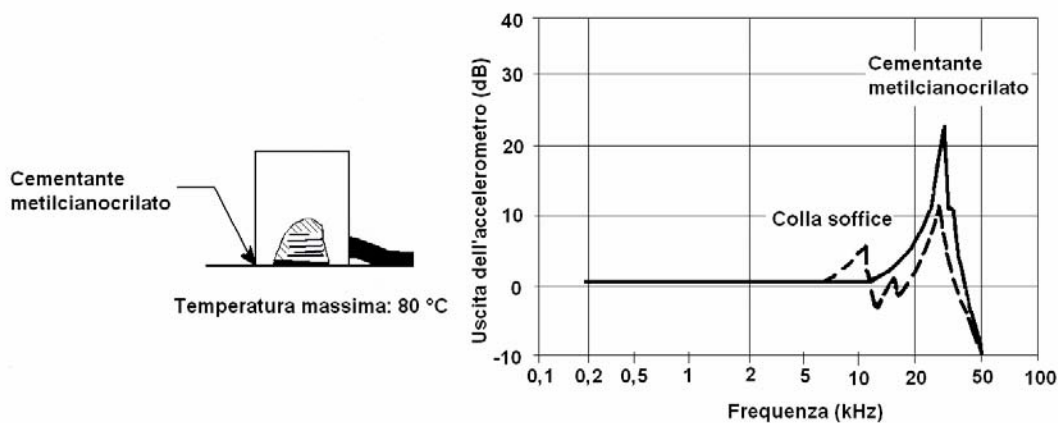


Fig. 4.8 – Risposta in frequenza di un accelerometro montato con cemento (UNI ISO 5348).

4.2.3. Montaggio con adesivo

Il montaggio adesivo è utilizzato per installazioni temporanee o quando la superficie di prova non può essere adeguatamente preparata, anche se non è adatta per prove in condizioni ambientali difficili. Il trasduttore è applicato ad una base in alluminio con rivestimento ceramico per garantire l'isolamento elettrico eliminando interferenze elettriche ed eventuali loop di corrente. Il collante consigliato è di tipo epossidico o cianoacrilico che fornisce uno strato sufficientemente rigido che non presenta elasticità residua. Altri collanti meno rigidi, quali cera d'api, tendono a ridurre la frequenza di risonanza (Manuale d'uso ICP®, 2001). Il montaggio alternativo con cera d'api è il più utilizzato, in quanto la frequenza di risonanza viene ridotta di poco (Fig. 4.9), è efficace fino a temperature di 40°C ed è affidabile per accelerazioni fino a circa 100 m/s².

Un'ulteriore alternativa di montaggio è l'accoppiamento con materiale bioadesivo (Fig. 4.10) utilizzabile in presenza di superfici piane e lisce, è necessario però prestare attenzione alla diminuzione della frequenza di risonanza all'aumentare dello spessore del bioadesivo.

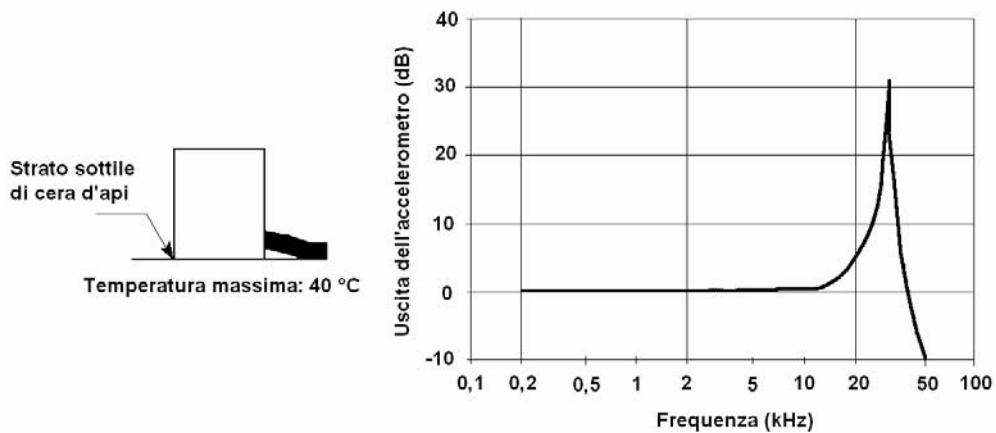


Fig. 4.9 – Risposta in frequenza di un accelerometro montato con sottile strato di cera d'api (UNI ISO 5348).

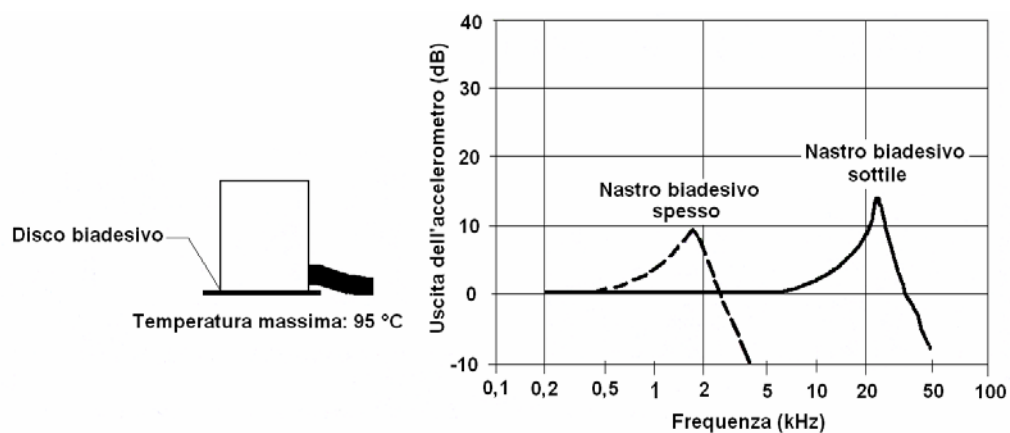


Figura 4.10 – Risposta in frequenza di un accelerometro montato con nastro biadesivo (UNI ISO 5348).

4.2.4. Montaggio magnetico

Il montaggio magnetico è un metodo pratico per le misure in situ ed è comunemente usato per il monitoraggio delle macchine o per altre applicazioni che richiedono flessibilità. L'accoppiamento del trasduttore è affidabile nel caso di una corretta scelta del magnete ed una superficie ben preparata. Una cattiva installazione può causare una riduzione del 50% del campo di frequenza.

In caso di superfici non magnetiche o rugose, si consiglia di saldare od incollare una basetta in acciaio sulla superficie. Questo garantirà la presenza di un'area levigata e la ripetibilità del montaggio. Un magnete permanente costituisce un metodo di fissaggio estremamente semplice in presenza di una superficie piana e ferromagnetica ed isola elettricamente il sensore limitando il campo delle frequenze (Fig. 4.11) ed i livelli di accelerazione misurabili a $1000 \div 2000 \text{ m/s}^2$. Le tipologie consigliate di magneti per accoppiamenti sul terreno piatti sono per superfici lisce e piane, ed a doppia rotaia per superfici curve.

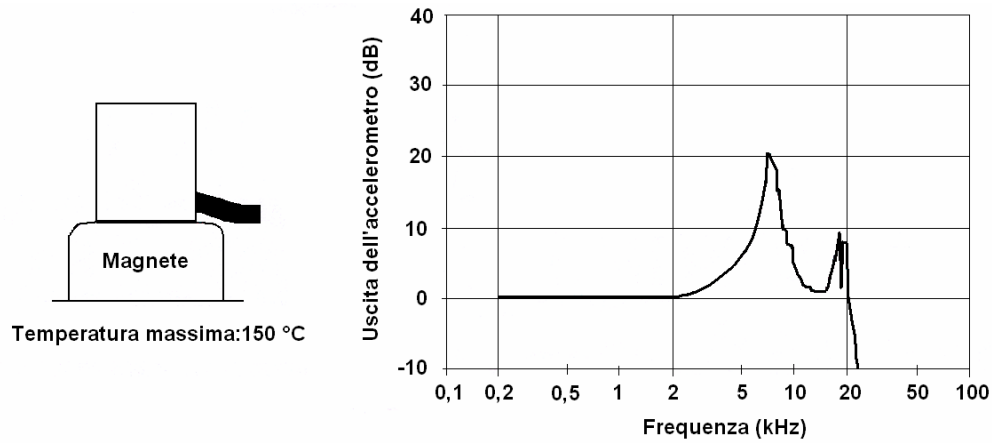


Fig. 4.11 – Risposta in frequenza di un accelerometro montato magneticamente (UNI ISO 5348).

4.2.5. Montaggio su puntale

Questo metodo non è consigliato per la maggior parte delle applicazioni, eccetto che per scopi puramente esplorativi (Fig. 4.12). Il sensore è tenuto manualmente utilizzando un'asta sottile appuntita che viene premiata contro la superficie di misura. Questo metodo si presta per eseguire rapidi sondaggi, ma comporta il rischio di commettere errori grossolani, in quanto sia la precisione sia la ripetibilità delle misure a bassa (5 Hz) ed ad alta frequenza (>1 kHz) sono dubbie.

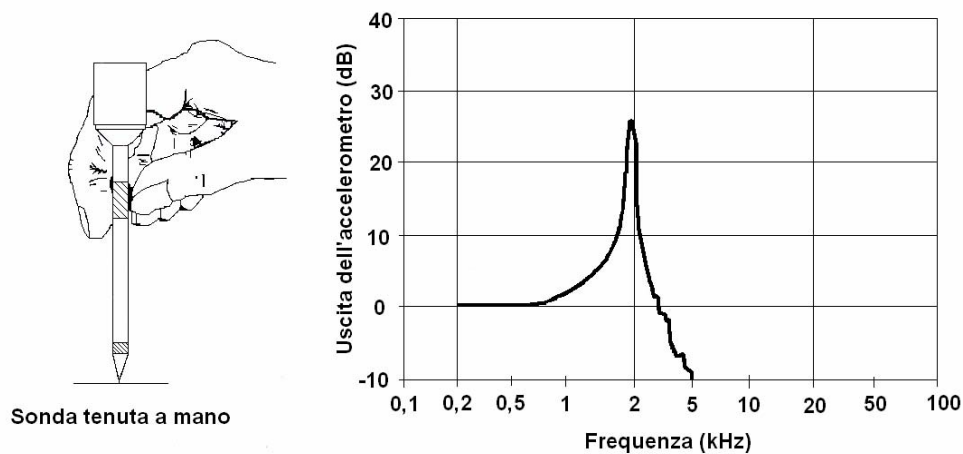


Fig. 4.12 – Risposta in frequenza di una sonda a tenuta (UNI ISO 5348).

4.3. SISTEMA DI TRASMISSIONE

Il sistema di trasmissione è composto da cavi a 2 anime a basso rumore per sensori ad alta impedenza ed uscita in carica. In commercio, esistono collegamenti con particolari caratteristiche come i cavi schermati/attorcigliati, richiesti nelle applicazioni industriali per ridurre le interferenze elettromagnetiche di tipo EMI e RFI, o cavi con guaina in teflon, adatti per ambienti corrosivi.

È spesso consigliabile proteggere le connessioni tra trasduttore e cavo con un giunto saldato con una guaina termorestringente o con colla epossidica per evitare eventuali strappi presso il connettore e per ridurre il movimento fissando il cavo ad intervalli regolari, in quanto cavi non vincolati possono produrre effetti tribo – elettrici e cavi rigidi possono causare sforzi se usati con accelerometri con connettori assiali (Fig. 4.13).

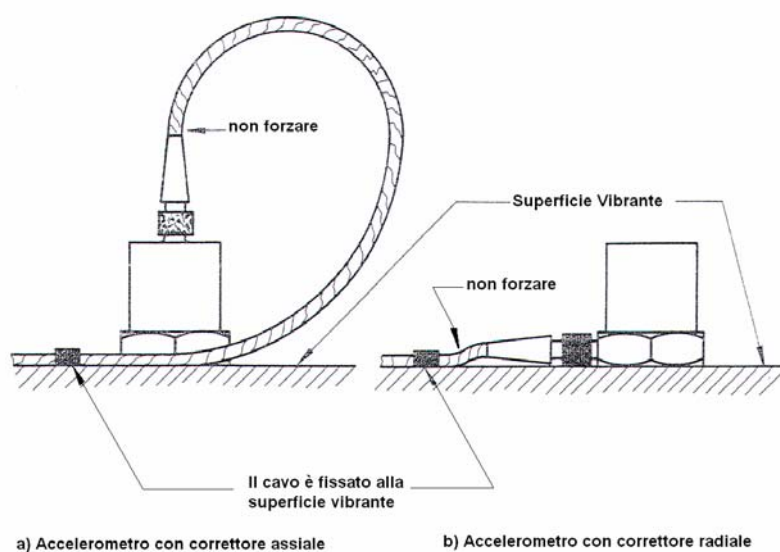


Fig. 4.13 – Accelerometri con correttori assiali e radiali (UNI ISO 5348).

4.4. CONDIZIONATORI DI SEGNALE

I preamplificatori sono dispositivi caratterizzati da un input ad alta impedenza ed un output a bassa impedenza, sono quindi adatti per essere interposti tra il sistema di acquisizione ed i trasduttori ad alta impedenza (ad esempio accelerometri piezoelettrici). In commercio esistono preamplificatori con caratteristiche aggiuntive, quali la variabilità dell'amplificazione, la possibilità di integrazione, la presenza di filtri passa-banda, ecc. In genere, questi dispositivi si

suddividono in preamplificatori Sensori ICP[®] (Integrated Circuit Piezoelectric), di tensione e di carica.

4.4.1. Preamplificatori di tensione e di carica

I preamplificatori di tensione producono una tensione proporzionale alla tensione in ingresso, i dispositivi di carica producono una tensione in uscita proporzionale alla carica in ingresso.

Le principali caratteristiche di amplificatori di tensione sono:

- sensibilità (S_{system}) dipendente dalla capacità dell'intero sistema (compresi i cavi di collegamento): se il cavo viene cambiato, il sistema dovrà essere nuovamente tarato;
- accurata pulizia della connessine cavo-sensore, per evitare qualsiasi variazione di capacità o perdita di resistenza di isolamento che può alterare le caratteristiche del circuito;
- elevata impedenza in uscita: è necessario utilizzare cavi coassiali a basso rumore e sigillare cavi e connettori durante le misure in ambienti umidi e polverosi;
- buona linearità ad alta frequenza ($> 1\text{MHz}$), anche se cavi molto lunghi, con pesanti effetti capacitivi (effetto filtro passa-basso) possono limitarne l'utilizzo;
- basso rumore di fondo (almeno un ordine di grandezza superiore ad un equivalente sistema in carica): per misure di fenomeni dinamici con limitati range in ampiezza, si preferisce adottare sensori amplificati in carica o ad alta risoluzione ICP[®].

Le principali caratteristiche di amplificatori di carica sono:

- sensibilità indipendente dalla lunghezza del cavo;
- attenzione ad evitare il degrado della resistenza di isolamento all'ingresso;
- alte prestazioni rispetto al sistema di amplificazione di tensione, elevato costo del canale e range di frequenza pari a $50 \div 100\text{ KHz}$, oltre il quale è presente l'effetto filtro esercitato dalla capacità di feedback.

4.4.2. Sensori ICP[®] (Integrated Circuit Piezoelectric)

I sensori ICP[®] sono trasduttori piezoelettrici con amplificatori microelettronici incorporati, alimentati da condizionatori a corrente costante, che consente l'impiego di cavi a due fili a bassa impedenza. I vantaggi di questi sensori sono:

- una sensibilità in tensione costante (indipendentemente dalla lunghezza del cavo o dalla sua capacità);

- gli output a bassa impedenza (< 100 Ohm), ciò consente trasmissioni con lunghi cavi ed in ambienti difficili con nessuna perdita in qualità del segnale;
- un sistema di trasmissione a due fili che consente l'utilizzo di cavi coassiali standard a basso costo;
- un'alta duttilità fornita dalla tensione in uscita compatibile con tutta la strumentazioni di acquisizione;
- i costi per canale limitati (il sensore richiede solo un economico condizionatore di segnale a corrente costante);
- la riduzione dei tempi nelle procedure di manutenzione del sistema;
- la diretta alimentazione da un sistema di acquisizione con incorporato un alimentatore per sensori ICP®.

Le tipologie di sensori ICP® presenti in commercio sono due: sensori con amplificatori interni in tensione od in carica. I primi prevedono sensori al quarzo con elementi trasducenti a bassa capacità e producono una tensione in uscita molto elevata utilizzando amplificatori in tensione (MOSFET); i secondi sono sensori con elementi trasducenti ceramici e producono alti valori di carica in uscita, utilizzando amplificatori in carica.

La dinamica della conversione è quella di tutti gli accelerometri piezoelettrici: agendo sull'elemento trasducente piezoelettrico, si produce una quantità di carica Δq , legata alla tensione dalla legge $\Delta V = \Delta q/C$, in relazione alla capacità dei cristalli dell'elemento sensibile.

Sensori ICP® in tensione

La bassa capacità del quarzo induce un'elevata tensione in uscita ed il guadagno fornito dall'amplificatore determina la sensibilità del trasduttore.

Il ΔV appare istantaneamente all'uscita dell'amplificatore, aumentato di una tensione bias di +10VDC, che deriva dalle proprietà elettriche dell'amplificatore. L'impedenza all'uscita del sensore è inferiore a 100 Ω , consentendo il trasporto del segnale senza distorsioni anche con cavi molto lunghi ed attraverso ambienti "sfavorevoli".

Sensori ICP® in carica

L'elevata capacità degli elementi trasducenti ceramici permettono ai sensori di generare un elevato quantitativo di carica.

Il guadagno dell'amplificatore è espresso in mV/pC e determina la sensibilità finale del sensore.

4.5. SISTEMA DI ACQUISIZIONE

La continua evoluzione tecnologica nel campo del monitoraggio dei fenomeni vibratorii ha permesso di mettere in commercio nuove strumentazioni per l'acquisizione, la memorizzazione di dati in tempo reale e l'analisi del segnale nel dominio del tempo e della frequenza tramite software dedicati, mantenendo sempre un'elevata accuratezza in termini di ampiezza, frequenza e fase. Le fasi principali caratterizzanti la digitalizzazione del segnale sono il campionamento e la quantizzazione.

4.5.1. Campionamento

Il risultato del campionamento è la discretizzazione del segnale con intervalli di tempo scelti in funzione del grado di accuratezza relativa al contenuto in frequenza. In generale, il processo di campionamento avviene con intervalli di tempo regolari t_c (intervallo di campionamento), che determinano una frequenza di campionamento pari a $f_c=1/t_c$. La procedura di campionamento consente di analizzare il segnale più velocemente se è supportato dalla scelta di un'adeguata frequenza di campionamento per evitare il fenomeno dell'Aliasing, che costituisce una sorgente potenziale di errore inerente a tutti i processi digitali preceduti da una conversione analogico-digitale. L'effetto è l'alterazione del segnale sia nel dominio del tempo (Fig. 4.14) sia nel dominio della frequenza; in particolare, le componenti in frequenza maggiori di $f_c/2$ (frequenza di Nyquist) sono modificate (Fig. 4.15). Per evitare il fenomeno dell'Aliasing, si deve scegliere la frequenza di campionamento maggiore od uguale al doppio della distanza massima contenuta nel segnale: $f_c \geq 2 f_{\max}$ (Teorema di Shannon o del campionamento).

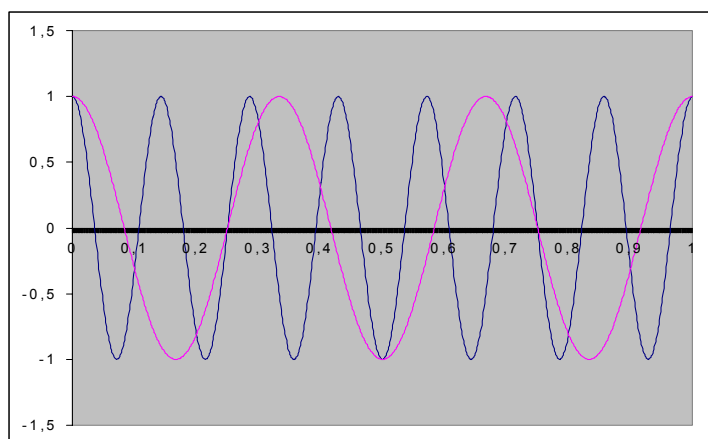


Fig. 4.14 – Fenomeno dell'Aliasing nel dominio del tempo (Randall, 1987).

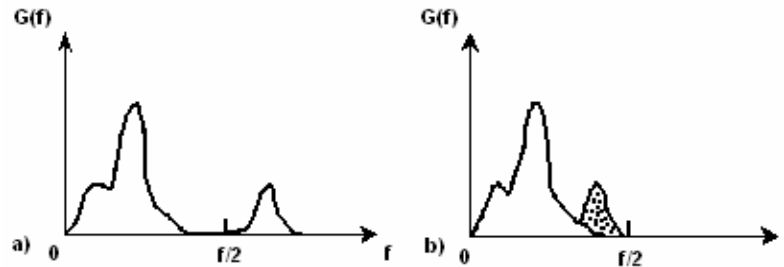


Fig. 4.15 – Fenomeno dell'Aliasing: a) segnale corretto; b) segnale modificato (Randall, 1987).

Le grandezze necessarie per il campionamento sono strettamente legate dalla seguente relazione:

$$T^* = N \cdot \Delta t_c = \frac{N}{f_c} = \frac{1}{\Delta f} \quad (4.1)$$

con Δf risoluzione spettrale; f_c frequenza di campionamento (2,56 volte la massima frequenza di interesse); T^* tempo di acquisizione; Δt_c intervallo di campionamento; N numero di campioni.

4.5.2. Quantizzazione

La quantizzazione consiste nella suddivisione dell'intervallo di variabilità ($-M \div M$) del segnale in un numero finito di intervalli (*intervalli di quantizzazione*) a ciascuno corrisponde un valore q_n (Fig. 4.16).

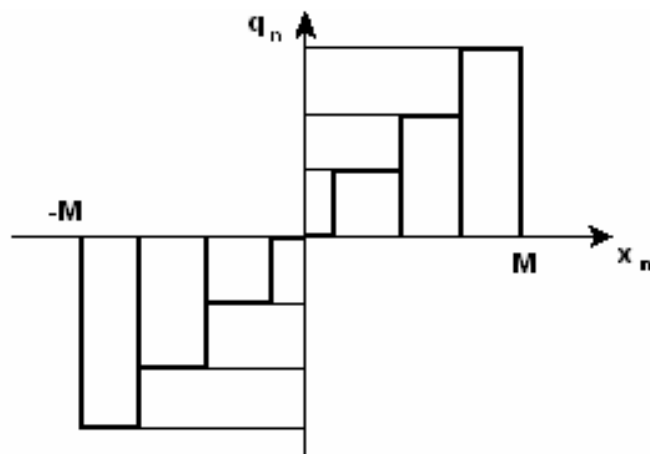


Fig. 4.16 – Quantizzazione (Randall, 1987).

La discretizzazione dell'ampiezza del segnale introduce un errore di quantizzazione che risulta tanto piccolo quanto maggiore è il numero dei livelli di quantizzazione, compreso nell'intervallo $[-0,5\Delta x; +0,5\Delta x]$, dove Δx è l'incremento di quantizzazione.

La maggior parte dei convertitori A/D produce un'uscita digitale in forma binaria ed il numero di livelli viene espresso in funzione dei valori binari (bit) prodotti (un convertitore a 12 bit ha disponibili $2^{12} = 4096$ livelli di quantizzazione).

Da quanto detto, l'errore di quantizzazione risulta trascurabile rispetto all'errore indotto da altre sorgenti durante le procedure di acquisizione, comunque è sempre opportuno assumere il campo dei livelli disponibili il più ampio possibile al fine di ottenere la massima risoluzione.

4.5.3. Precisione dei sistemi digitali di acquisizione dati

In fase di acquisizione di dati, il fenomeno fisico subisce alcune conversioni che sono funzioni di parametri da scegliere opportunamente per ottenere risultati affidabili:

Velocità di campionamento. Applicando il teorema di Shannon, per un segnale in ingresso di frequenza 100 Hz, la velocità di campionamento dovrà essere superiore a 256 campioni al secondo.

Risoluzione. La più piccola variazione nel segnale d'ingresso che il sistema di acquisizione dati è in grado di misurare è espressa in numero di livelli di quantizzazione (un convertitore A/D a 12 bit ha risoluzione di $1/2^{12} = 1/4096 = 0,024\%$ del fondo scala selezionato, se il fondo scala è 10 V, la risoluzione è di 0,24 V).

Scelta del fondo scala. Per ciascun canale in ingresso, la scelta del fondo scala permette di ottimizzare la risoluzione finale: un convertitore A/D a 12 bit con un fondo scala di 10 V ed un segnale di 50 mV, ha risoluzione di 2,4 mV, il 5% del segnale misurato; con un fondo scala di 50 mV ha risoluzione di 12 μ V.

Il range dinamico è l'intervallo massimo di variazione del segnale in ingresso, pari a $[\text{dB}] = 20 \log_{10} (V_{\text{max}}/V_{\text{min}})$: se il segnale varia tra 1 mV e 1 V, il range dinamico è pari a 60 dB, perciò lo strumento di misura deve avere un range dinamico maggiore di 60 dB; oggi, i convertitori hanno risoluzioni da 12 bit a 24 bit raggiungendo una dinamica teorica massima di 144 dB.

Errori di taratura. I principali errori che si possono manifestare durante l'acquisizione sono:

- *Errore di guadagno:* è una percentuale costante del valore d'ingresso all'interno del campo di misura. Un segnale caratterizzato da ampiezze reali di 1,0 V e 2,0 V, dopo l'acquisizione mostrerà valori 1,1 V e 2,2 V (errore di circa 10 % che però varia con l'invecchiamento dei componenti della catena di misura);
- *Errore di offset:* errore costante in corrispondenza di 0 V;

- *Errore di linearità*: è un'impresione non proporzionale al segnale in ingresso ed indipendente dall'ampiezza del fondo scala;
- *Errore di deriva*: è causato da variazioni di temperatura o invecchiamento dei componenti, che influenzano il guadagno, l'offset e la linearità.

L'eliminazione degli errori di taratura è possibile provvedendo alla calibrazione periodica dell'intero sistema di acquisizione.

Livello di rumore. Il rumore si può manifestare in diverse forme, ha andamento casuale (random) su tutti i campi di misura, è generalmente maggiore per le schede con alta velocità di campionamento, che, durante l'acquisizione dei dati enfatizzano il rumore alle basse frequenze.

4.6. ANALISI DEL SEGNALE

L'analisi dei fenomeni vibratorii definiti attraverso lo studio di segnali dinamici è condotta nel dominio del tempo e della frequenza sulla base delle relazioni caratterizzanti l'analisi di Fourier.

4.6.1. Dominio del tempo

In generale, l'evento sismico è acquisito nel dominio del tempo ed il livello di vibrazione può essere espresso in termini di spostamento, velocità o accelerazione.

I parametri più utilizzati per caratterizzare un segnale sono:

- il valore di picco: valore massimo acquisito;
- il valore di picco-picco: differenza algebrica tra i valori massimo e minimo registrati;

- il valore medio = $\frac{1}{T} \cdot \int_0^T |x(t)| \cdot dt$;

- RMS (Root Mean Square) = $\sqrt{\frac{1}{T} \cdot \int_0^T x^2(t) \cdot dt}$;

- il fattore di cresta = $\frac{\text{valorepicco}}{RMS}$.

4.6.2. Dominio della frequenza

L'analisi di Fourier consente di trasferire lo studio dei segnali e dei sistemi dal dominio del tempo al dominio della frequenza, utilizzando il noto algoritmo della trasformata di Fourier. In generale, l'elaborazione di segnali continui è condotta utilizzando la serie di Fourier, mentre per

segnali discreti è utilizzata la trasformata discreta di Fourier; in quest'ultimo caso, l'espressione della trasformata di Fourier coincide con quella ottenuta con la serie di Fourier.

La *serie di Fourier* semplifica una funzione $x(t)$ periodica di periodo T , rappresentandola come somma di onde sinusoidali:

$$x(t) = \sum_{k=-\infty}^{+\infty} X(f_k) \cdot e^{j2\pi f_k t} \quad (4.2)$$

dove i coefficienti di Fourier sono ottenuti per integrazione sul periodo del segnale:

$$X(f_k) = \frac{1}{T} \int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} x(t) \cdot e^{-j2\pi f_k t} dt \quad (4.3)$$

con f_k frequenza multiplo della frequenza naturale f_0 definibile come $1/T$.

Nel caso in cui la funzione $x(t)$ sia non periodica, supponendo che l'integrale calcolato da $-\infty$ a $+\infty$ sia una quantità finita, $x(t)$ può essere descritta dalla *Trasformata di Fourier* con $t \rightarrow +\infty$, rendendo la spaziatura ($1/T$) tra le armoniche tendente a zero con $X(f)$ funzione continua nel dominio della frequenza:

$$X(f) = F\{x(t)\} = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t) \cdot e^{-j2\pi f t} dt \quad (4.4)$$

Naturalmente la trasformata può essere espressa sia in funzione della frequenza che della pulsazione ω ($f = \omega/2\pi$).

E' evidente dall'equazione (4) che $X(f)$ è una densità spettrale espressa in termini di unità di $x(t)$ per Hertz (per esempio, l'unità di densità spettrale sarà g/Hz quando il segnale rappresenta un'accelerazione).

In realtà, durante le campagne di misura, le funzioni acquisite sono discrete nel dominio del tempo, ma continue e periodiche nel dominio delle frequenze; infatti, per la simmetria delle trasformate di Fourier, lo spettro è periodico con periodo uguale alla frequenza di campionamento f_s .

$$X(f) = \sum_{n=-\infty}^{+\infty} x(t_n) \cdot e^{-j2\pi f t_n} \quad (4.5)$$

$$x(t_n) = \frac{1}{f_s} \int_{-\frac{f_s}{2}}^{+\frac{f_s}{2}} X(f) \cdot e^{j2\pi f t_n} df \quad (4.6)$$

Il campionamento del segnale temporale permette di ottenere una funzione implicitamente periodica di periodo T ed uno spettro di periodo f_s , ottenuta dalla trasformata discreta di Fourier (DFT):

$$X(f_k) = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} x(t_n) \cdot e^{-j \frac{2\pi nk}{N}} \quad (4.7)$$

$$x(t_n) = \sum_{k=0}^{N-1} X(f_k) \cdot e^{j \frac{2\pi nk}{N}} \quad (4.8)$$

dove N sono le componenti nel dominio del tempo e della frequenza; k è riferito alla frequenza f_k ed n al tempo t_n .

Le equazioni (4.7) e (4.8) si riferiscono al campionamento digitale dei segnali, ma la loro utilizzazione su larga scala divenne effettiva solo nel 1965, quando Cooley and Tukey definirono l'algoritmo Fast Fourier Transform (FFT), in grado di implementare la DFT più velocemente limitando notevolmente i calcoli, approssimando il calcolo della trasformata di Fourier a $N \log_2 N$ operazioni previa scelta del numero di campioni pari ad una potenza di 2.

4.6.3. Processi standard di un analizzatore di frequenza digitale

L'algoritmo FFT è diventato ormai di uso comune ma è indispensabile conoscere i processi implementati da un analizzatore di frequenza digitale al fine di comprendere ed evitare i diversi fenomeni di distorsione che possono insorgere quando si eseguono misure digitali. Questi processi sono il campionamento, il fenomeno del leakage e la scelta della funzione window.

Campionamento

La FFT calcola le componenti in frequenza della serie complessa di Fourier, utilizzando N campioni digitali assunti per rappresentare la storia temporale (time history) del segnale considerato periodico, con periodo pari all'intervallo di campionamento T . Il processo di calcolo della FFT richiede un numero di campioni N pari ad una potenza di 2 e la frequenza di campionamento viene espressa come $f_c = 1/T_s$. Tale frequenza, utilizzata dal convertitore analogico-digitale, è relazionata alla massima frequenza analizzabile attraverso il teorema di campionamento, e consente di determinare la minima frequenza di campionamento necessaria nelle varie situazioni.

Fenomeno del leakage

Con il termine leakage si definisce generalmente la dispersione del contenuto energetico delle singole componenti che caratterizzano il segnale lungo le bande adiacenti al range di frequenza

dello spettro. Tale fenomeno è riconducibile alla lunghezza finita della registrazione (N campioni), che definisce il segnale in termini di componenti della serie di Fourier periodica come multipli della frequenza fondamentale. Se il segnale evidenziato dalla finestra presenta una frequenza che non è un multiplo intero di f_0 , inevitabilmente si presenteranno discontinuità in ampiezza e pendenza nel segnale assunto dal sistema per la trasformazione.

Generalmente, questo fenomeno non crea problemi se si analizza un transiente, assicurandosi solo di avere acquisito l'intero evento. Infatti, nel caso in cui venga campionata solo la metà di un periodo del segnale, compariranno nello spettro numerose nuove componenti in frequenza non presenti nel segnale originale, tipiche del fenomeno di leakage.

Funzioni window

In generale l'analisi DFT/FFT è svolta su blocchi (time records) di dati individuati attraverso finestre temporali che enfatizzano le parti del segnale in modo diverso, producendo come risultato spettri diversi. Per questo motivo risulta molto importante, ai fini di una corretta analisi, la scelta della finestra più adatta a seconda del tipo di segnale che si sta trattando.

Le funzioni window sono introdotte per minimizzare l'effetto delle discontinuità che nascono quando il segnale continuo da analizzare è troncato e concatenato in un loop. A seconda dell'importanza (peso) assegnato alle varie parti del segnale campionato si ottengono spettri con caratteristiche diverse. Le quattro funzioni più comunemente utilizzate sono:

- Rettangolare
- Hanning
- Kaiser-Bessel
- Flat top

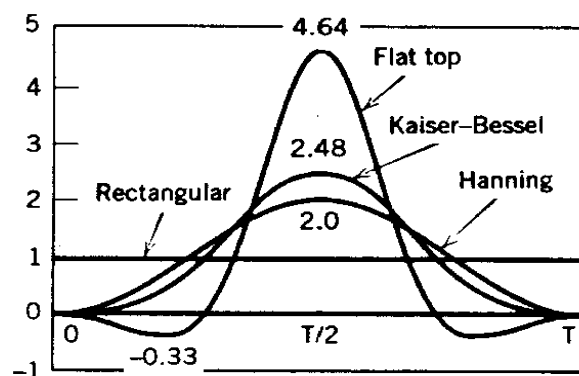


Fig. 4.17 – Funzioni window (Randall, 1987).

In Fig. 4.17 sono descritte le funzioni window nel dominio del tempo; è possibile notare immediatamente che, mentre la finestra rettangolare applica a tutti i dati lo stesso peso, le altre funzioni vanno a zero agli estremi per ridurre il fenomeno del leakage dovuto alle discontinuità che si vengono a creare proprio alle estremità, enfatizzando poi in modo diverso i valori centrali. La finestra rettangolare non è adatta per l'analisi di segnali periodici a causa delle sue basse prestazioni e penalizzanti distorsioni indotte sullo spettro dal fenomeno del leakage, ma è idonea per fenomeni transienti di breve durata rispetto alla lunghezza del campione; infatti, grazie alla caratteristica forma piatta nel dominio del tempo, tutte le parti del segnale sono ugualmente pesate. Un altro caso in cui è vantaggioso l'utilizzo della finestra rettangolare è quello dei segnali pseudo-random, in cui la periodicità del segnale può essere rapportata alla lunghezza del campione di analisi.

La finestra Hanning è raccomandata per l'analisi dei segnali periodici e random, nonché nell'analisi di segnali transienti di lunghezza superiore a quella del campione, avvalendosi di uno studio per overlapping.

La finestra Kaiser-Bessel risulta particolarmente adatta all'analisi di segnali in cui sia richiesta un'accurata selettività in frequenza (è l'unica in grado di separare due componenti in un range dinamico di 60 dB).

La finestra Flat-top ha il vantaggio di evitare errori in ampiezza, perciò è adatta per le procedure di calibrazione, ma penalizza la risoluzione in frequenza; per questo si dimostra efficace nel valutare le ampiezze di componenti in frequenza distanziate tra loro di almeno quattro o cinque linee spettrali.

In alcune situazioni, come nel caso di un segnale composto dall'unione di elementi periodici e random, può capitare che non sia immediata la scelta della funzione finestra da adottare; in tal caso può rendersi necessaria più di un tipo di analisi per estrarre e comprendere le caratteristiche importanti del segnale.

4.6.4. Classificazione dei segnali e normalizzazione

I dati che rappresentano un fenomeno fisico e che da questo sono ottenuti mediante l'impiego di opportuni sistemi di misura vengono denominati segnali suddivisibili in deterministici e non deterministici.

Sono deterministici quei dati che possono essere descritti tramite esplicite relazioni matematiche. Nella pratica esistono numerosi fenomeni fisici che producono dati di questo tipo: ad esempio il moto di un satellite in orbita intorno alla terra, il potenziale tra le armature di un condensatore durante la scarica attraverso una resistenza, la risposta vibratoria di un motore squilibrato, etc.

I fenomeni non deterministico (segnali random), come, ad esempio, l'altezza delle onde in un mare agitato, oppure la risposta di una struttura ad un sisma, non sono caratterizzati da esplicite relazioni matematiche, perciò è necessario ricorrere a strumenti di tipo probabilistico.

Segnali deterministici

Appartengono a questa categoria i segnali periodici che possono essere rappresentati analiticamente da una funzione che si ripete esattamente ad intervalli regolari di tempo.

L'intervallo di tempo necessario per un intero ciclo è detto periodo T , i numeri di cicli per unità di tempo individuano la frequenza fondamentale f_0 :

$$f_0 = \frac{1}{T} = \frac{\omega_0}{2\pi} \quad (4.9)$$

Questi segnali possono essere sviluppati in serie di Fourier ed espressi come una somma di termini sinusoidali (dette armoniche, caratterizzate da ampiezza e fase) aventi frequenze multiple della frequenza fondamentale (segnali periodici). A volte le frequenze delle componenti non sono multipli interi di una frequenza fondamentale, generando segnali quasi periodici.

L'approccio all'analisi di frequenza per queste due tipologie risulta essere il medesimo; in tal caso, basta assicurarsi che il filtro utilizzato sia in grado di distinguere le componenti in frequenza ravvicinate, in modo che il contenuto energetico del segnale trasmesso sia indipendente dalla larghezza di banda. Questo non rende necessario alcun tipo di normalizzazione.

Segnali random

I segnali random presentano un andamento che non consente di definire i valori istantanei che assumerà il fenomeno nel tempo; per il loro studio è quindi necessario ricorrere alla teoria delle probabilità e ai metodi statistici.

Considerata la storia temporale di un segnale random viene introdotta la funzione *densità spettrale* o semplicemente *autospettro* $S_{xx}(f)$, definita come la trasformata di Fourier della *funzione autocorrelazione*:

$$S_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{xx}(\tau) \cdot e^{-j2\pi f\tau} d\tau \quad (4.10)$$

Con la funzione autocorrelazione

$$R_{xx}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) \cdot x(t + \tau) d\tau \quad (4.11)$$

che risulta esprimibile come la trasformata inversa dell'autospettro:

$$R_{XX}(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{XX}(f) df \quad (4.12)$$

$S_{xx}(f)$ è una funzione reale che non assume mai valori negativi. Quindi, mentre per una funzione periodica è possibile definire uno spettro complesso, in cui la generica armonica è costante in ampiezza e fase, per una funzione random, l'autospettro definisce soltanto il valore quadratico medio delle ampiezze delle singole armoniche, senza poter fornire alcuna relazione relativa alla fase.

La funzione autospettro $S_{xx}(f)$ è definita su tutto il dominio della frequenza, per frequenze negative e positive, per questo motivo si parla anche di autospettro "a due lati" (two-sided).

In realtà, dal punto di vista pratico, è conveniente lavorare con autospettri definiti solo sulle frequenze positive $G_{xx}(f)$, ossia con funzioni "ad un solo lato" (one-sided).

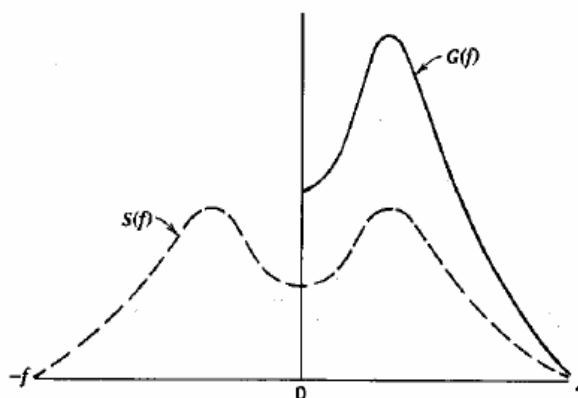


Fig. 4.18 – Funzioni autospettro "a due lati" $S_{xx}(f)$ (tratteggiata) e "ad un solo lato" $G_{xx}(f)$ (continua). (Randall, 1987).

In generale la funzione densità spettrale (o autospettro) può essere calcolata direttamente dalla trasformata di Fourier del segnale (senza sfruttare la funzione di autocorrelazione).

Nella pratica si suddivide la singola storia temporale in N segmenti, $x_k(t)$ ($k = 0, \dots, N-1$), di uguale lunghezza T . Si moltiplica quindi ciascun segmento per un'opportuna finestra tale da limitare il fenomeno di leakage, calcolando poi la trasformata di Fourier finita per ciascun segmento:

$$X_K(f, T) = \int_0^T x_K(t) \cdot e^{-j2\pi ft} dt \quad (4.13)$$

Si calcola la funzione densità spettrale stimandola mediante le seguenti relazioni:

$$S_{XX}(f) = \frac{1}{N} \frac{1}{T} \sum_{k=0}^{N-1} |X_k(f, T)|^2$$

$$G_{XX}(f) = \frac{1}{N} \frac{2}{T} \sum_{k=0}^{N-1} |X_k(f, T)|^2 \quad (4.14)$$

L'autospettro risulta essere una funzione continua con conseguente distribuzione delle frequenze all'interno della banda passante del filtro (finestra); questo genera una relazione di dipendenza tra il contenuto energetico trasmesso e la banda passante del filtro (relativa alla risoluzione di analisi). Per evitare tale influenza si preferisce normalizzare dividendo l'energia trasmessa (U^2) per la larghezza di banda del filtro, ottenendo una densità spettrale quadratica media o **Power Spectral Density (PSD)** espressa in U^2/Hz come misura di potenza per unità di larghezza di banda.

Essendo l'input definito in termini di sensibilità in tensione del trasduttore, per esempio mV/g per misure di accelerazione, si ottengono dei valori in scala normalizzata dati da g^2/Hz .

Segnali transienti

I segnali transienti hanno inizio e fine ad ampiezza nulla, sono caratterizzati da un contenuto energetico finito e quindi non possono essere definiti in termini di potenza. L'autospettro deve essere normalizzato per evitare la dipendenza tra potenza trasmessa e lunghezza temporale della finestra utilizzata. La normalizzazione avviene moltiplicando l'autospettro per la durata della finestra (all'aumentare della lunghezza del record diminuisce la potenza media a parità di segnale misurato). Si ottiene quindi uno spettro espresso in termini di energia per unità di larghezza di banda o densità di energia spettrale (**Energy Spectral Density (ESD)**), espressa in $U^2\text{s}/\text{Hz}$.

Bisogna infine ricordare che nella terminologia in uso nell'ambito dello studio dell'analisi in frequenza, con il termine potenza (power) si indica semplicemente il valore al quadrato dell'unità ingegneristica (U).

La normalizzazione, inoltre, si rende necessaria nel caso in cui si debba eseguire un confronto fra segnali dovendosi svincolare dalla dipendenza del numero di blocchi utilizzati nelle specifiche analisi.

CAPITOLO 5

PROVE SPERIMENTALI

Nei precedenti capitoli è stato trattato ampiamente il fenomeno sismico (indotto da volate e martelli demolitori) e le metodologie di valutazione degli effetti indotti dalle onde sismiche, basate principalmente sull'acquisizione di dati in situ.

A tale scopo è necessario condurre campagne di misura affidabili, ripetibili e dirette; perciò richiedono una procedura di misurazione unificata per permettere un facile confronto tra diverse misure eseguite da diversi sperimentatori.

In Italia, le normative più utilizzate in materia di vibrazione sono la UNI 9916 e la DIN 4150 che hanno come riferimento la normativa ISO 4866, recepita come normativa CEN. Le normative forniscono le principali linee guida per la scelta della migliore catena di misura da adottare per eseguire misure di vibrazione, ma lasciano arbitrarietà per quanto riguarda il metodo di montaggio del trasduttore al suolo ed il tipo di trasduttore stesso.

A questo proposito, sono state condotte misure sperimentali al fine di mostrare l'influenza di due diverse metodologie di montaggio sulla risposta del trasduttore nel dominio del tempo e della frequenza a distanze crescenti dalla sorgente sismica.

Le prove di vibrazione sono state condotte in diversi momenti. Il primo set di misure sono state eseguite su un pavimento di calcestruzzo prefabbricato a distanze fino a 3,50 m; la seconda campagna di misure ha avuto lo scopo di valutare l'influenza dei supporti prescelti sull'entità dell'attenuazione sismica in funzione della distanza.

5.1. SCELTA DELLA METODOLOGIA DI ACCOPPIAMENTO

L'accoppiamento di un trasduttore deve essere scelto con attenzione in funzione della natura della superficie di misura (roccia o terreno); anche se pavimentazioni composti da prefabbricati possono essere considerati come roccia artificiale (ad esempio calcestruzzo precompresso). Le problematiche legate alle metodologie di montaggio che si possono presentare sono la bassa coerenza del terreno e la difficoltà di avere superfici di misura piane soprattutto in caso di ammassi rocciosi. In genere, un'efficace tecnica di montaggio deve essere:

- solidale alla superficie di misura;
- più rigida dell'oggetto che si sta misurando;
- veloce da mettere in opera;
- poco costosa;
- adattabile a diverse tipologie di superfici di misura;
- efficiente anche in caso di ampie escursioni termiche;
- resistente all'abrasione ed alla corrosione.

Ogni tecnica di montaggio che soddisfa le precedenti condizioni è un accoppiamento ideale rappresentabile come un incastro. Nella realtà pratica, però non esistono supporti infinitamente rigidi, perciò l'accoppiamento reale che si applica è assimilabile ad un modello di Newton massa-molla-smorzatore (Fig. 5.1).

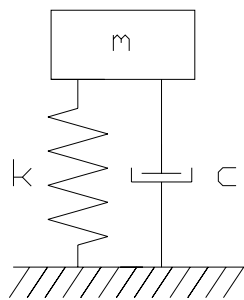


Fig. 5.1 – Modello di Newton (k è la rigidità della molla, c lo smorzamento, m la massa).

Il moto libero di un sistema ad un grado di libertà massa-molla-smorzatore è rappresentato dalla seguente equazione:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (5.1)$$

dove m è la massa; k è la rigidità della molla; c è lo smorzamento viscoso e x è lo spostamento assoluto della massa.

Nel caso di moto forzato, lo spostamento assoluto x è esprimibile come somma dello spostamento relativo tra massa e superficie di misura λ e dello spostamento della superficie di misura u , di cui si vuole restituire il valore vero ($x = \lambda + u$); perciò, l'equazione (5.1) può essere espressa come:

$$\ddot{\lambda} + \frac{c}{m} \dot{\lambda} + \frac{k}{m} \lambda = 0 \quad (5.2)$$

Definite le seguenti grandezze del sistema:

pulsazione libera: $\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$

smorzamento critico: $c_c = 2m\omega_0$

rapporto di smorzamento: $h = \frac{c}{c_c}$

l'equazione (5.2) può essere espressa come:

$$\ddot{\lambda} + 2h\omega_0 \dot{\lambda} + \omega_0^2 \lambda = -\ddot{u} \quad (5.3)$$

Nel caso in cui il sistema sia ipocritico ($h < 1$), si possono definire i seguenti parametri:

$$\begin{aligned} \omega &= \omega_0 \sqrt{1 - h^2} \\ \alpha &= h\omega_0 \end{aligned} \quad (5.4)$$

che inseriti nell'equazione (5.3) permettono di trovare le espressioni delle soluzioni:

$$x(t) = e^{-\alpha t} (A \cos \omega t + B \sin \omega t) \quad (5.5)$$

$$\dot{x}(t) = \alpha \omega e^{-\alpha t} (A \sin \omega t - B \cos \omega t) \quad (5.6)$$

$$\ddot{x}(t) = -\alpha^2 \omega^2 e^{-\alpha t} (A \cos \omega t + B \sin \omega t) \quad (5.7)$$

Le soluzioni (5.5), (5.6) e (5.7) descrivono la dinamica del sistema, considerando A e B come parametri costanti calcolabili imponendo le condizioni al contorno.

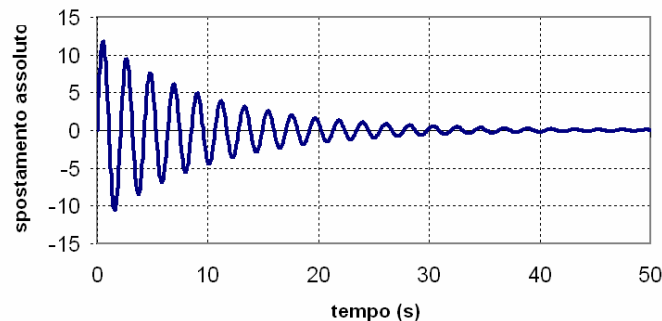


Fig. 5.2 – Grafico qualitativo di un oscillatore ipocritico smorzato.

Se si hanno a disposizione misure di vibrazione, può essere vantaggioso caratterizzare la tipologia di montaggio adottata da un punto di vista meccanico (modello di Newton), utilizzando le seguenti equazioni discretizzate:

$$h = \frac{1}{2\pi} \left(\ln \frac{x_n}{x_{n+1}} \right) \quad (5.8)$$

dove x_n e x_{n+1} sono i valori di picco di spostamento (o di velocità o accelerazione) consecutivi nel time history della vibrazione libera del sistema; il periodo T del primo modo di vibrare del sistema smorzato durante la vibrazione libera vale:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (5.9)$$

Questo procedimento evidenzia che il supporto analizzato restituisce il valore corretto di livello di vibrazione fino ad una frequenza tanto più bassa quanto più la molla è cedevole; perciò, il criterio di scelta è quello di adottare supporti con rigidità superiore a quella dell'oggetto della misura, riducendo l'analisi dei dati acquisiti alle frequenze inferiori a quella propria della molla.

In materia di applicazioni meccaniche, è diffusamente utilizzata la normativa UNI ISO 5348, che individua alcune tecniche di accoppiamento trasduttore-superficie di misura, sottolineandone le frequenze oltre le quali i supporti non rispondono più in modo lineare all'eccitazione (Capitolo 4).

Nel caso di fenomeni impulsivi, in particolare per le detonazioni di cariche esplosive, le frequenze dominanti sono comprese tra 0 Hz e 300 Hz (ISO 4866), frequenze talmente basse che ogni tipo di supporto può essere utilizzato. In realtà, in campo civile e minerario, il problema è la ricerca di supporti ben ancorati e solidali all'oggetto della misura: in assenza di superfici piane e ben levigate è difficile immaginare accoppiamenti tramite incollaggio, mentre la cementazione del supporto appare poco pratica.

Con riferimento alle precedenti considerazioni, sono stati scelti due tipologie di accoppiamento tra sensore e superficie di misura. La prima metodologia di montaggio è composta da supporti cilindrici rigidi, di diametro Φ pari a 10 cm e di altezza h pari ad 5,5 cm, in bronzo ed alluminio (4,2 kg e 1,4 kg).

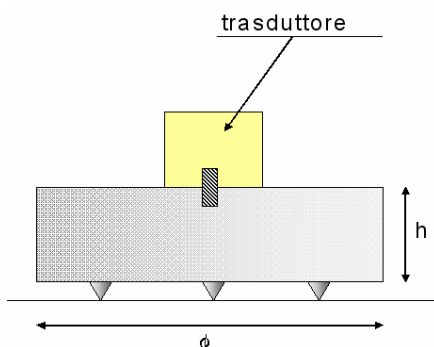


Fig. 5.3 – Schema del supporto cilindrico adottato per le prove in laboratorio.

Una base di ogni supporto rigido è stato dotato di un alloggiamento meccanico su cui è ancorato tramite vite il trasduttore, sulla base opposta sono state vincolate tre punte equidistanti regolabili tramite vite per migliorare e facilitare l'ancoraggio a superfici di misura non piane.

La seconda tecnica di montaggio adottata è l'accoppiamento tramite tasselli ad espansione, Berner Brass Fix e Fisher TA M (Fig. 5.4).



Fig. 5.4 – Tassello tipo Berner (in alto) e tipo Fisher (in basso)

I due tasselli differiscono per:

- materiale impiegato: ottone nel Berner Brass Fix ed acciaio nel Fisher TA M;
- meccanismo di espansione: il tassello in acciaio permette di aprirsi una volta che la vite ed il Fisher sono stati inseriti completamente all'interno del foro, mentre il tassello in ottone si espande durante l'avvitamento della vite stessa;
- dimensioni geometriche: il Fisher TA M è caratterizzato da diametro di 10 mm e lunghezza pari a 9 cm, mentre il Berner Brass Fix è composto da un diametro di 8 mm e lunghezza pari a 6 cm.

Per creare i fori per l'alloggiamento dei tasselli sono stati utilizzati due metodi di perforazione: per creare un foro di diametro 10 mm è stata utilizzata una punta con attacco SDS e perforazione a percussione; per la perforazione del diametro di 8 mm è stata utilizzata una punta con attacco a baionetta e perforazione a rotoperussione ad elevata frequenza e numero di giri.

La scelta delle due tipologie di tasselli è stata regolata dalla loro piccola dimensione diametrale, che ha permesso di ridurre le difficoltà di perforazione e la fratturazione locale della roccia.

5.2. PRIME CAMPAGNE DI PROVE SPERIMENTALI

Le prove in laboratorio sono state eseguite utilizzando un sistema di acquisizione composto da mainframe VXI all'interno del quale sono allocate una scheda di acquisizione multicanale ed una scheda d'interfaccia Firewire Agilent Modello HP-E1432A a 16 canali, con risoluzione a 16 bit e con velocità di campionamento pari a 51.2 KSamples/s fino a 20 KHz. Il sistema è collegato ad un PC portatile all'interno del quale è installato il software dedicato I-DEAS modulo test della MTS System Corporation (Capitolo 4). I traduttori utilizzati sono stati due accelerometri triassiali e due monoassiali, ancorati ai supporti tramite bulloni modificati per consentire un migliore accoppiamento diretto.

Durante tutte le misure eseguite, la frequenza di campionamento era di 5120 Hz, il tempo di misura pari a 6,4 s, il fondo scala di 1 V (circa 100 m/s²) ed è stato deciso di non finestrare il segnale e di non utilizzare trigger, in quanto il tempo di acquisizione è sufficientemente lungo da potere isolare il segnale d'interesse.

5.2.1. Sorgente sismica impulsiva

Per generare un'eccitazione ripetibile è stato utilizzato un apparato (Fig. 5.5) composto da un'asta graduata che misurava l'altezza di caduta di una massa metallica pari a 0,910 Kg. La massa è stata mantenuta all'altezza prestabilita di 1,20 m da un'elettrocalamita, collegata alla rete elettrica e disinseribile tramite l'azionamento di un interruttore. Il tempo impiegato per azionare l'interruttore di caduta era di circa 3 ÷ 4 decimi di secondo.

L'impulso prodotto per le misure coincideva con il sisma generato dal primo rimbalzo della massa sul pavimento. Il punto d'impatto della massa era soggetto da una dispersione che rispetto al filo a piombo (Fig. 5.5) era compreso in un'area pari a 2,00 ÷ 2,50 cm di raggio.

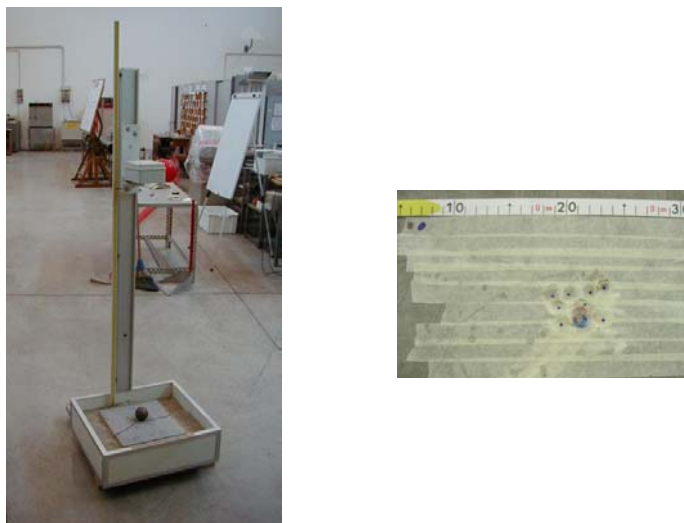


Fig. 5.5 – Apparato di caduta grave e dispersione del punto di caduta del grave.

Durante la fase preliminare dell'indagine, è stata stimata la lunghezza d'onda λ , utilizzando la seguente relazione:

$$c = \lambda \cdot f \quad (5.6)$$

Nella (5.6) la velocità di propagazione delle onde sismiche c , nel calcestruzzo precompresso del laboratorio del DICMA, è stata misurata, montando con cera d'api, due trasduttori di accelerazione triassiali lungo una linea di misura alla distanza di 0,50 m e 3,00 m dalla sorgente impulsiva.

Il set up adottato durante le misure preliminari sono state:

- frequenza di campionamento: 16384 Hz
- tempo acquisizione: 4 s
- window: off
- fondoscala: 20 V ($\approx 2000 \text{ m/s}^2$)

Confrontando i tempi di arrivo del primo segnale registrato dai due sensori, la variazione nel tempo è stato stimato di circa $7,3 \cdot 10^{-4}$ s, a cui corrisponde una velocità di propagazione di circa 3400 m/s, propria di un'onda di volume.

Queste caratteristiche sono importanti in quanto per evitare alterazioni del segnale è necessario confrontare la lunghezza d'onda con le dimensioni degli oggetti investiti dall'onda stessa.

5.2.2. Montaggio con tasselli ad espansione

Al fine di simulare le condizioni di misura in situ e di confrontare le risposte dei sensori, sono state eseguite misure di vibrazione sul pavimento in calcestruzzo precompresso, utilizzando quattro tasselli ad espansione (due Berner Brass Fix e due Fisher TA M). I supporti sono stati alloggiati in quattro fori sul pavimento del laboratorio DICMA lungo due linee radiali divergenti dal punto di impatto di circa 5° ed alle distanze di 2,00 m e 2,50 m dalla sorgente impulsiva (Fig. 5.6).

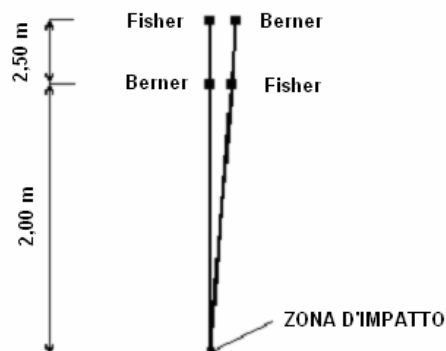


Fig. 5.6 – Disposizione dei tasselli ad espansione sul piazzale di calcestruzzo prefabbricato (le distanze sono espresse in m).

La catena di misura adottata è stata completata utilizzando due trasduttori di accelerazione triassiali e due monoassiali, ancorati ai tasselli ad espansione tramite il bullone con filettatura modificata.

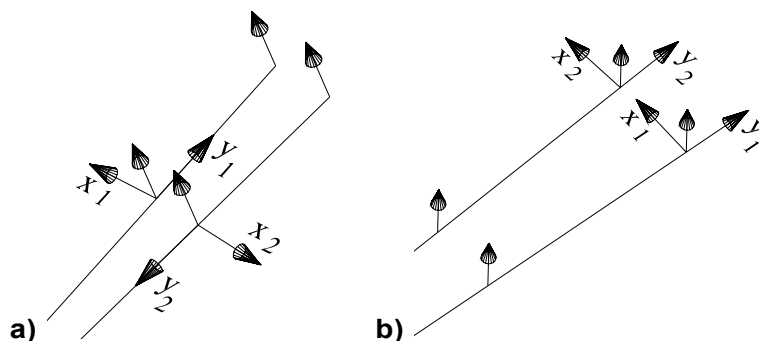


Fig. 5.7 – Schematizzazione della direzione e verso degli accelerometri utilizzati.

Sono state condotte due set di misure di vibrazione: il primo comprende 5 misure (n. 1 ÷ n. 5) ed è stata condotta alloggiando i due accelerometri triassiali a 2,00 m ed i due monoassiali a 2,50 m (Fig. 5.7a); il secondo, composto da 5 misure (n. 6 ÷ n. 10) ed è stato eseguito scambiando la posizione dei trasduttori (Fig. 5.7b).

5.2.2.1. Analisi dei risultati nel dominio del tempo

I risultati delle due campagne di misure sono stati riportati in Tab. 5.1, dove è evidente che le risposte ottenute con differenti tasselli ad espansione differiscono lungo le diverse direzioni di misura. In particolare, la differenza maggiore si manifesta lungo le direzioni trasversali e longitudinali per quanto riguarda i sensori triassiali, mentre i risultati dei trasduttori monoassiali, lungo la direzione verticale, sono quasi identici.

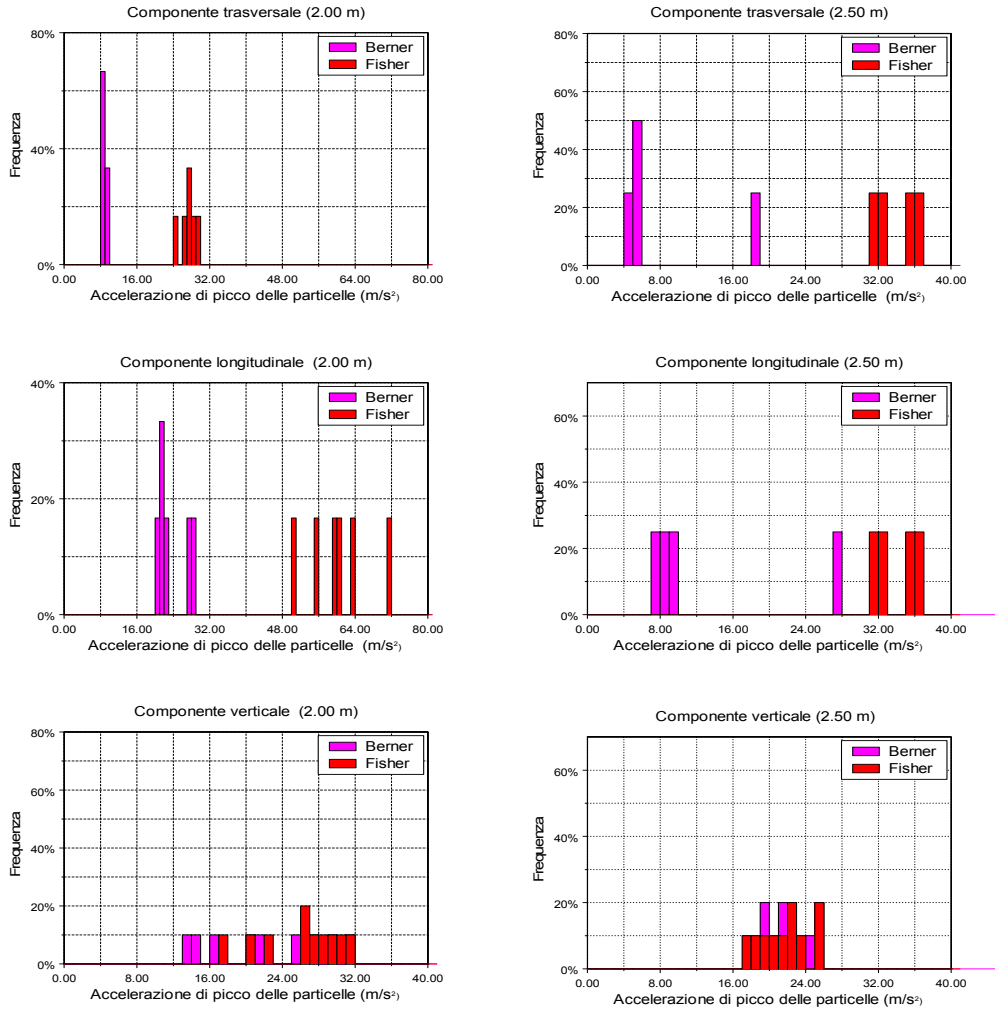


Fig. 5.8 – Istogrammi dei valori di accelerazione di picco registrati.

	n. 1	n. 2	n. 3	n. 4	n. 5	n. 6	n. 7	n. 8	n. 9	n. 10
V	29,78	35,83	23,43	40,95	32,39	32,14	36,61	42,28	42,87	41,98
L	38,05	53,49	27,26	29,14	42,00	54,04	14,99	15,94	16,08	36,07
T	17,19	18,85	17,56	17,66	17,06	17,08	7,52	9,02	9,45	24,1
V	47,83	45,48	32,79	44,62	38,25	35,40	36,16	35,48	39,57	38,21
L	109,44	126,87	94,68	114,79	103,04	121,14	80,53	77,81	84,49	79,55
T	51,09	52,46	48,58	51,55	54,10	50,61	56,01	62,24	60,95	58,33
V	36,82	42,75	33,78	39,77	41,48	45,03	51,16	48,96	48,54	53,12
V	36,66	43,5	38,21	40,65	41,82	44,35	51,52	47,81	48,07	48,79

Tab. 5.1 – Ampiezza massima di accelerazione (m/s²).

D'altra parte, i valori di accelerazione di picco, rappresentati negli istogrammi di Fig. 5.8, mostrano un'elevata dispersione dei dati che però permette di osservare livelli di vibrazione maggiori se acquisiti utilizzando il tassello ad espansione Fisher TA M; tale tendenza è maggiormente evidenziata lungo la direzione longitudinale. A conferma di quanto è stato affermato, è stato calcolato il rapporto R tra i valori medi di accelerazione di picco acquisiti utilizzando i diversi tasselli ad espansione. In Tab. 5.2 sono stati riportati tali risultati che mostrano valori medi di accelerazione di picco, ottenuti con il tassello Fisher TA M, 0,96 ÷ 3,98 volte maggiori.

Componente	D (m)	R
V	2,00	1,15
L	2,00	2,56
T	2,00	3,02
V	2,50	0,96
L	2,50	3,30
T	2,50	3,98
D = distanza; R = rapporto dei valori medi ottenuti tramite Fisher TA M e Berner Brass Fix		

Tab. 5.2 – Rapporto tra i valori medi di accelerazione di picco ottenuti utilizzando il tassello Fisher TA M e Berner Brass Fix.

L'elevata dispersione dei dati, osservata negli istogrammi di Fig. 5.8 ed è confermata dai valori del coefficiente di variazione calcolato in funzione della distanza dalla sorgente impulsiva; infatti, tale coefficiente assume valori variabili tra il 4% ed il 76% (Tab. 5.3). L'analisi dei risultati ottenuti dalle misure eseguite sui diversi tasselli sembrano essere corretti, in quanto i valori di accelerazione di picco diminuiscono all'aumentare della distanza (Tab. 5.3), ad eccezione di una anomalia mostrata dal tassello Fisher TA M lungo la direzione trasversale, in quanto i livelli di accelerazione aumentano all'aumentare della distanza; perciò, è necessario eseguire ulteriori prove per sondare questo comportamento (Fig. 5.9). I risultati, in ogni modo, devono essere considerati indicativi, in quanto il numero delle misure eseguite è limitato e la distanza, alla quale sono state eseguite le misure, è molto piccola.

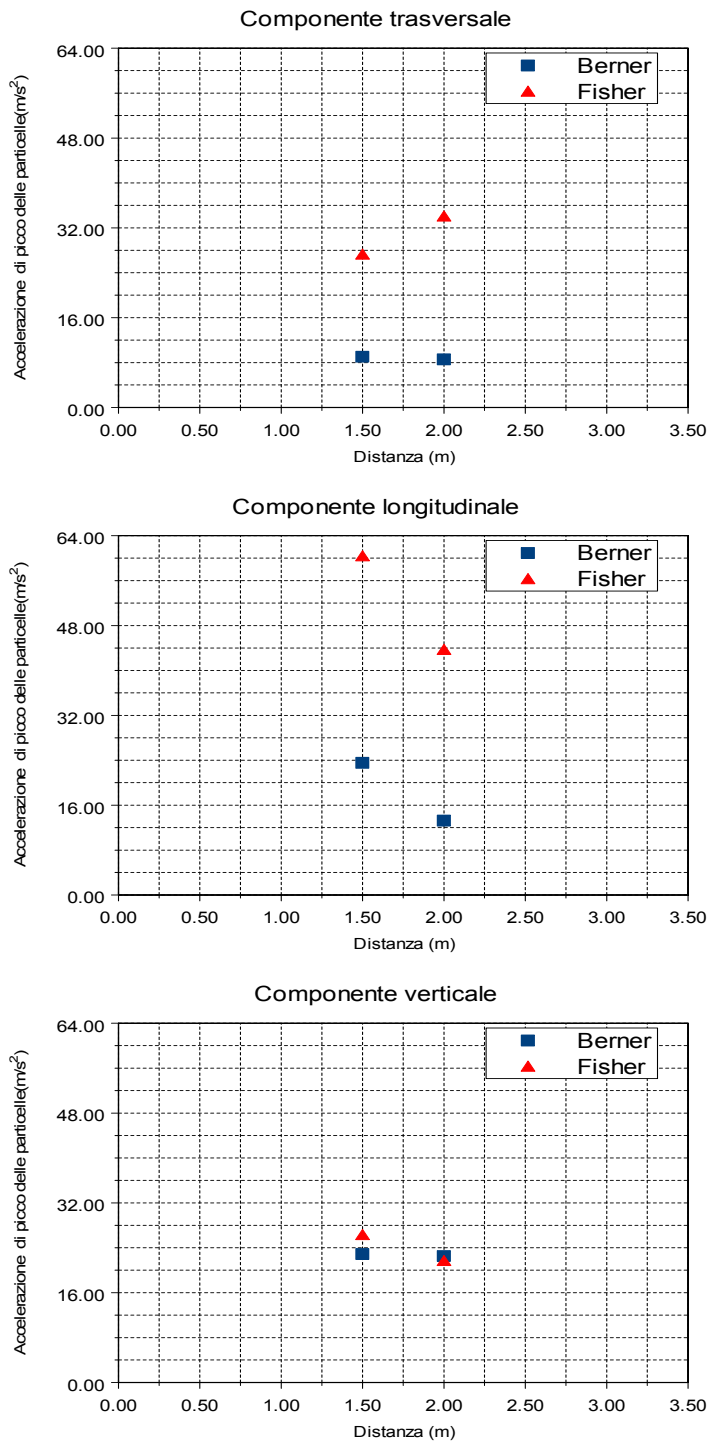


Fig. 5.9 – Valori medi di accelerazione di picco in funzione della distanza.

		Berner Brass Fix			Fisher TA M		
<i>D</i> (m)	Componente	<i>n</i>	<i>m</i> (m/s ²)	<i>v</i> (%)	<i>n</i>	<i>m</i> (m/s ²)	<i>v</i> (%)
2,00	V	10	22,86	28,00	10	26,25	17,00
2,00	L	6	23,53	14,00	6	60,32	11,00
2,00	T	6	9,02	4,00	6	27,23	6,00
2,50	V	10	22,49	11,00	10	21,64	12,00
2,50	L	4	13,24	71,00	4	43,63	5,00
2,50	T	4	8,55	76,00	4	34,00	8,00

D = distanza; n = numero delle prove; m = media dei valori; v = coefficiente di variazione

Tab. 5.3 – Coefficiente di variazione dei valori di accelerazione di picco in funzione della distanza.

L'elevata dispersione dei risultati probabilmente è stata amplificata dal fatto che, benché si sia utilizzata una sorgente che fornisce una serie d'impulsi ripetitiva, il punto d'impatto della massa non è sempre lo stesso, anche se l'errore che si commette non è tale da giustificare una dispersione così elevata. Inoltre, il calcestruzzo precompresso sembra un materiale non omogeneo, in quanto, confrontando le registrazioni, si nota che se una misura mostra un aumento di livelli di accelerazione lungo una direzione, non necessariamente accade la medesima situazione per un'altra misura.

Lungo la direzione trasversale e longitudinale, le risposte dei sensori mostrano che il supporto Fisher TA M ha permesso di acquisire valori di picco maggiori associati ad un minore smorzamento (Figg. 5.10 e 5.11).

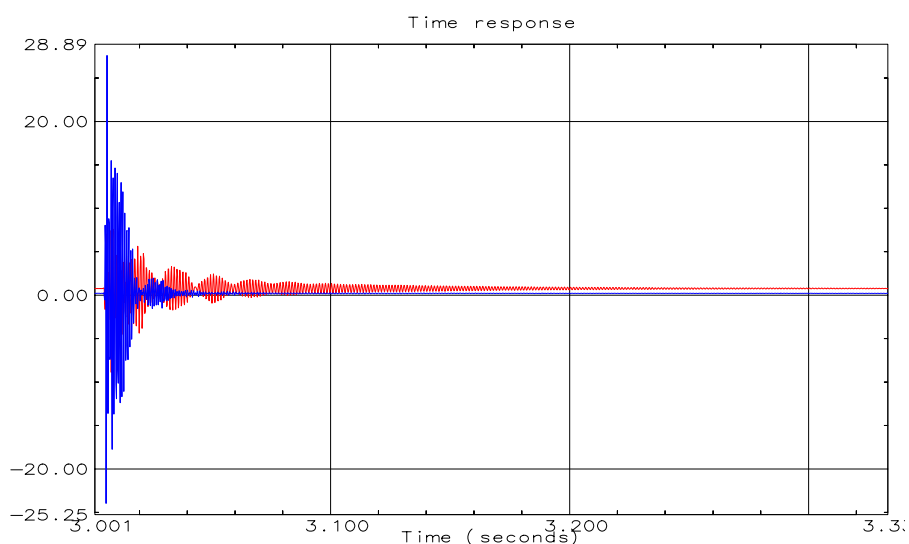


Fig. 5.10 – Time histories della componente trasversale di accelerazione ottenuto tramite Fisher TA M (blu) e Berner Brass Fix (rosso).

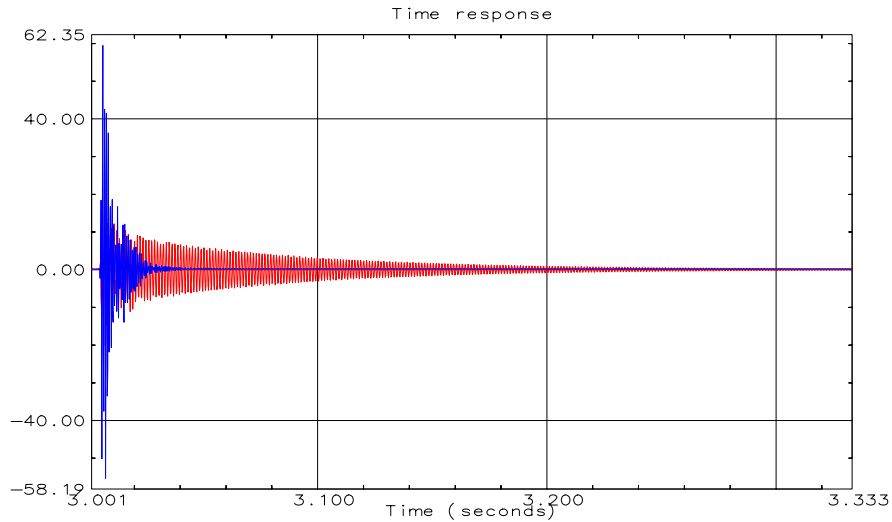


Fig. 5.11 – Time histories lungo la direzione longitudinale ottenuti tramite Fisher TA M (blu) e Berner Brass Fix (rosso).

I sismogrammi associati al tassello ad espansione Berner Brass Fix in Figg. 5.10 e 5.11, mostrano il fenomeno dei battimenti, una modulazione dell'onda in ampiezza, causata dall'interazione tra due onde aventi frequenza quasi uguale e stessa fase. Ad esempio, se si considerano due funzioni sinusoidali alle frequenze f_1 e f_2 rispettivamente pari a 900 Hz e 1000 Hz con fase iniziale nulla, la loro somma rappresenta il fenomeno dei battimenti (Fig. 5.12) ed è esprimibile come l'involuppo dato dalla funzione $\pm 2 \cos[\pi(f_2 - f_1)t]$.

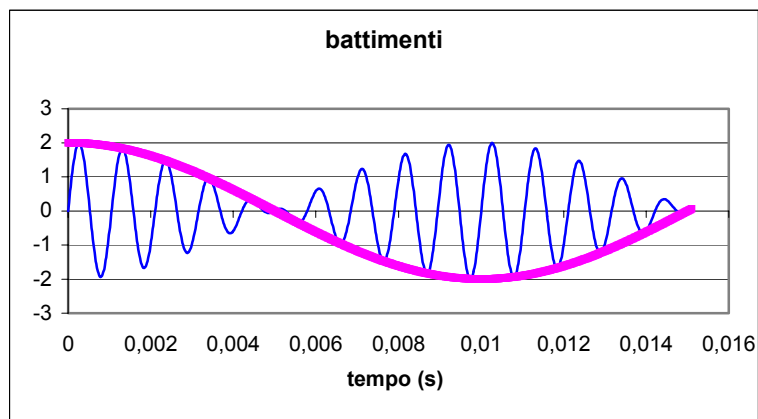


Fig. 5.12 – Modulazione in ampiezza delle funzioni seno (blu) che permette di ottenere la funzione somma (rosa).

Lungo la direzione verticale, i sismogrammi dei diversi tasselli ad espansione sono molto simili; anche se, a differenza delle direzioni trasversali e longitudinali, si evidenzia che, in valore assoluto, i valori di accelerazione di picco, acquisiti tramite il tassello ad espansione Fisher TA M, sono leggermente maggiori. La componente verticale del Berner Brass Fix, inoltre, non presenta il fenomeno dei battimenti, ma un piccolo smorzamento che è visibile anche lungo le direzioni longitudinale e trasversale.

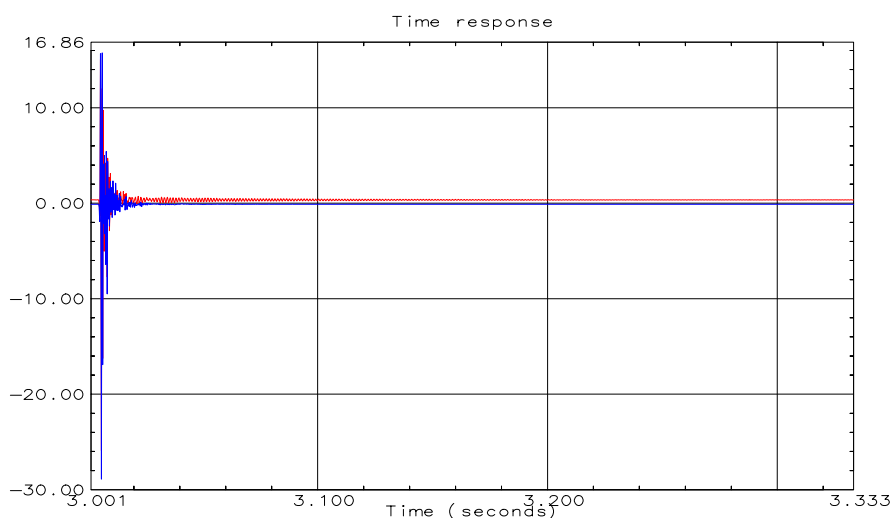


Fig. 5.13 – Time histories lungo la direzione verticale ottenuti tramite Fisher TA M (blu) e Berner Brass Fix (rosso).

5.2.2.2. Analisi dei risultati nel dominio della frequenza

Lo spettro di ogni misura è stato ottenuto con una elaborazione del segnale successiva all'acquisizione, applicando l'algoritmo di Fourier (FFT). Durante l'analisi delle componenti in frequenza si è prestata attenzione fino alla frequenza pari a 400 Hz, range delle frequenze caratterizzanti un fenomeno impulsivo.

Lungo la direzione longitudinale e trasversale, alle distanze di 2,00 m e 2,50 m, gli spettri ottenuti utilizzando le due diverse tipologie di tasselli ad espansione sono diversi tra loro, e si evidenzia una frequenza massima di picco attorno a 1200 Hz nel caso del Fisher TA M e di circa 800 Hz nel caso del Berner Brass Fix (Figg. 5.14 e 5.15). In particolare, nel range di interesse compreso tra 0 Hz e 400 Hz, lungo la direzione trasversale gli andamenti risultano molto diversi, mentre tendono a coincidere lungo la direzione longitudinale.

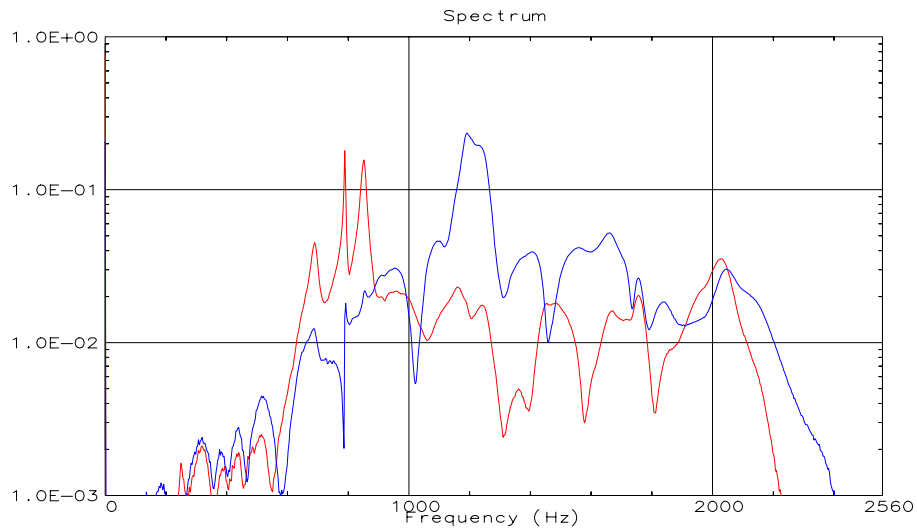


Fig. 5.14 – Risposte nel dominio della frequenza lungo la direzione trasversale alla distanza di 2,00 m ottenute tramite Fisher TA M (blu) e Berner Brass Fix (rosso).

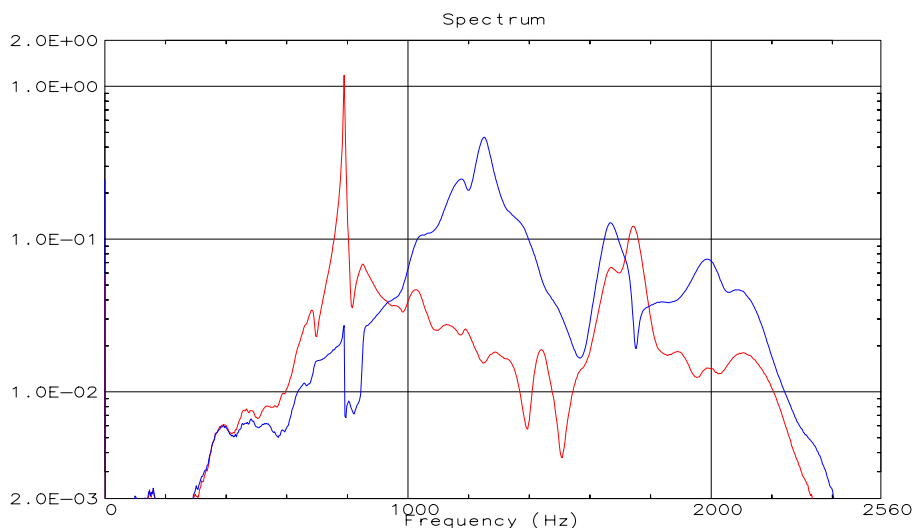


Fig. 5.15 – Risposte nel dominio della frequenza lungo la direzione longitudinale alla distanza di 2,00 m ottenute tramite Fisher TA M (blu) e Berner Brass Fix (rosso).

Lungo la direzione verticale, lo spettro è ricco anche di componenti in frequenza comprese tra 0 e 400 Hz; gli andamenti ottenuti dai diversi tasselli ad espansione, alla distanza di 2,00 m e 2,50 m, sono molto simili e quasi coincidenti; inoltre, non evidenziano alcuna frequenza

massima di picco, ad eccezione del Berner che mantiene una debole frequenza massima attorno a 800 Hz (Fig. 5.16).

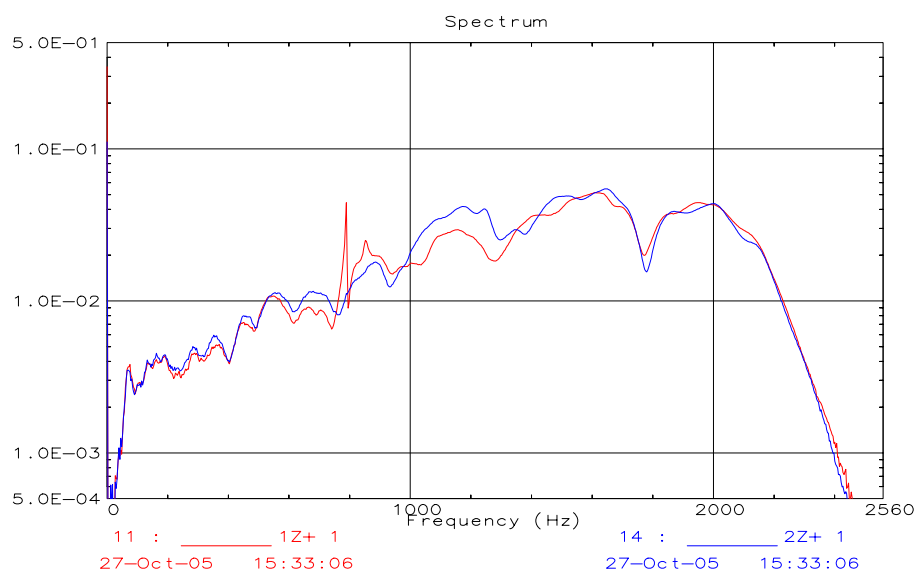


Fig. 5.16 – Risposte nel dominio della frequenza lungo la direzione verticale ottenuti tramite Fisher TA M (blu) e Berner Brass Fix (rosso).

Le diverse tipologie di montaggio del sensore sulla superficie di misura hanno permesso di acquisire valori di accelerazione diversi soprattutto a frequenze maggiori di 400 Hz. In realtà, questa diversità non può dipendere dalle frequenze proprie del pavimento del laboratorio che è caratterizzato da basse frequenze; perciò, le differenze osservate sembrano dipendere dal diverso comportamento meccanico dei supporti.

Il tassello ad espansione Berner Brass Fix può essere rappresentato da un sistema di Newton che, rispetto al Fisher, ha una molla più cedevole, è meno ammortizzato ed è meno sensibile alle vibrazioni. Altro parametro fondamentale di diversità è rappresentato dal meccanismo diverso di ancoraggio, da una parte il tassello ad espansione Berner Brass Fix richiede un foro meno profondo, dall'altra il tassello Fisher TA M permette un ancoraggio con foro di dimensione maggiore. In questo caso, l'ancoraggio sembra migliore per il calcestruzzo precompresso.

Per verificare se la vite è meno libera di muoversi per entrambi i tasselli, sono state condotte altre misure di vibrazione, mantenendo la posizione dei tasselli e dei sensori (schematizzata in Fig. 5.7b), ed aumentando la coppia di serraggio dei diversi tasselli ad espansione collocati alla distanza di 2,00 m.

I risultati ottenuti sono stati analizzati nel dominio della frequenza ed hanno mostrato una invariata risposta del tassello Fisher TA M (Fig. 5.17) ed un diverso comportamento del tassello Berner Brass Fix, che evidenzia una frequenza di picco maggiore (Fig. 5.18, 5.19 e 5.20).

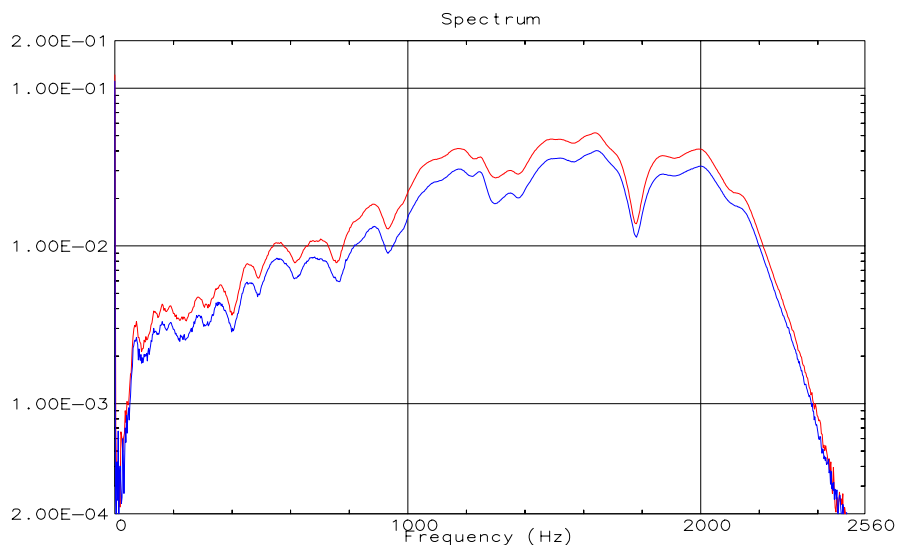


Fig. 5.17 – Risposte nel dominio della frequenza lungo la direzione verticale ottenute tramite il tassello Fisher TA M alla distanza di 2,00 m prima (blu) e dopo (rosso) la modifica della coppia di serraggio. Gli andamenti sono identici e la forzante è stata leggermente maggiore durante la seconda campagna di misure rispetto alla prima.

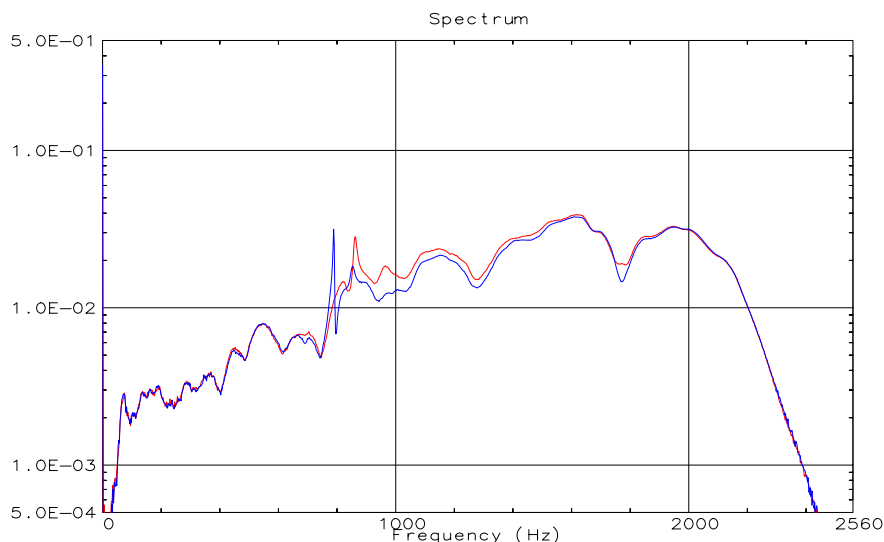


Fig. 5.18 – Risposte nel dominio della frequenza lungo la direzione verticale alla distanza di 2,00 m ottenuti tramite il tassello Berner Brass Fix prima (blu) e dopo (rossa) l'aumento della coppia di serraggio del bullone.

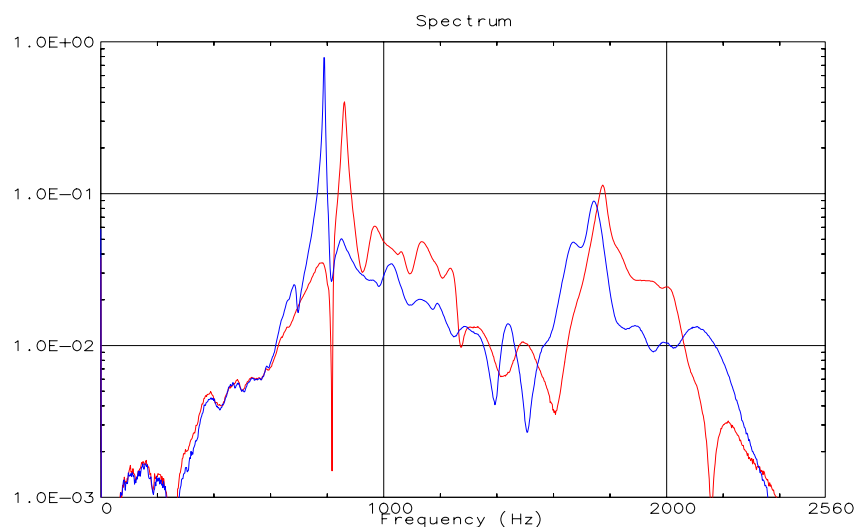


Fig. 5.19 – Risposte nel dominio della frequenza lungo la direzione longitudinale alla distanza di 2,00 m ottenuti tramite il tassello Berner Brass Fix prima (blu) e dopo (rossa) l'aumento della coppia di serraggio del bullone.

I sismogrammi registrati utilizzando il tassello Berner Brass Fix prima e dopo la modifica della coppia di serraggio hanno evidenziato che lungo le tre direzioni principali, la frequenza massima di picco è aumentata da circa 790 Hz a circa 860 Hz.

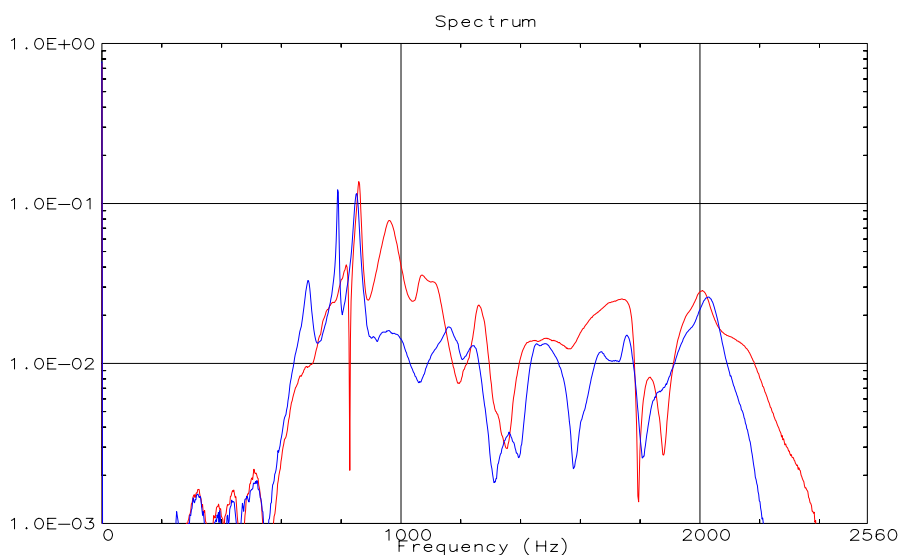


Fig. 5.20 – Risposte nel dominio della frequenza lungo la direzione trasversale alla distanza di 2,00 m ottenuti tramite il tassello Berner Brass Fix prima (blu) e dopo (rossa) l'aumento della coppia di serraggio del bullone.

In conclusione, il tassello Fisher TA M richiede una minore coppia di serraggio rispetto al Berner Brass Fix per fornire una misura più affidabile.

5.2.3. Montaggio con supporti rigidi cilindrici

Alcune campagne di misure sono state eseguite per stimare l'influenza dei supporti in alluminio e bronzo sui livelli di vibrazione in termini di accelerazione di picco delle particelle. Analogamente al caso dei tasselli ad espansione, le misure sono state condotte sul pavimento in calcestruzzo precompresso del laboratorio DICMA, posizionando quattro supporti rigidi (due in alluminio e due in bronzo) lungo due linee radiali al punto di impatto divergenti di circa 5° alle distanze di 1,50 m, 2,00 m, 2,50 m e 3,00 m dalla sorgente impulsiva (Fig. 5.21). Le misure di vibrazione sono state condotte in modo sequenziale conducendo due campagne di misura alloggiando i sensori come si può osservare in Fig. 5.21.



Fig. 5.21 – Disposizione dei supporti cilindrici rigidi sul piazzale di calcestruzzo prefabbricato.

I trasduttori utilizzati durante le prove in laboratorio sono stati due accelerometri triassiali e due monoassiali, ancorati ai supporti rigidi tramite bullone a filettatura modificata.

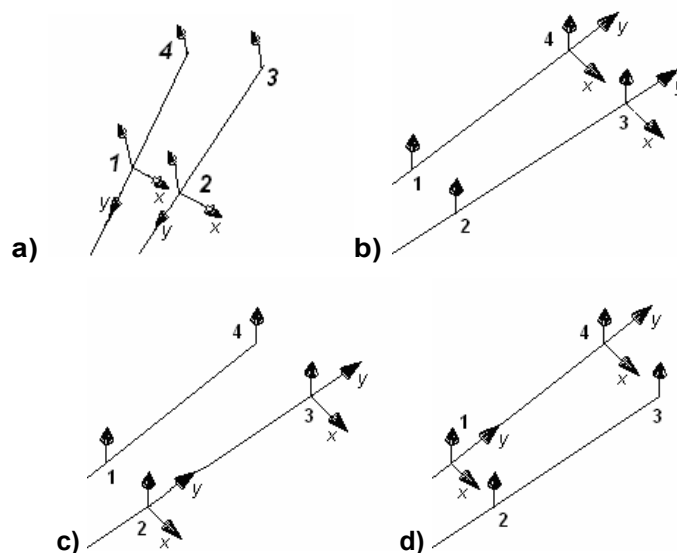


Fig. 5.22 – Schematizzazione di direzione e verso dei canali degli accelerometri utilizzati durante le misure di vibrazione sul piazzale.

5.2.3.1. Analisi dei risultati nel dominio del tempo

Ogni campagna di misure ha compreso, per ogni configurazione di Fig. 5.21, la ripetizione delle prove mantenendo la posizione dei supporti invariata, ma variando quella dei sensori, come mostrato in Fig. 5.22. I valori di accelerazione di picco ottenuti sono stati rappresentati negli istogrammi di Fig. 5.23, dove si osserva un'elevata dispersione dei dati. In particolare, lungo la direzione verticale a piccole distanze, i valori risultano molto dispersi, mentre all'aumentare della distanza, tali valori tendono ad essere più compatti. A conferma, sono i valori del coefficiente di variazione riportati in Tab. 5.4, dove il coefficiente di variazione raggiunge valori fino al 71% (alla distanza di 1,50 m), al contrario il coefficiente assume valori minori (11%) a distanze maggiori. Questa conclusione deve essere considerata solo un'indicazione del comportamento del supporto, in quanto il numero delle misure eseguite alle distanze di 2,50 m e 3,00 m dalla sorgente di vibrazione è molto basso in confronto a quelle eseguite lungo la direzione verticale alle distanze minori (Tab. 5.4).

		Supporto in alluminio			Supporto in bronzo		
<i>D (m)</i>	<i>Componente</i>	<i>n</i>	<i>m (m/s²)</i>	<i>v (%)</i>	<i>n</i>	<i>m (m/s²)</i>	<i>v (%)</i>
1,50	V	40	9,75	20,00	40	6,18	21,00
1,50	L	16	2,98	21,00	26	2,07	21,00
1,50	T	16	4,59	36,00	26	0,58	13,00
2,00	V	40	6,57	42,00	33	6,27	27,00
2,00	L	24	2,41	71,00	7	0,53	3,00
2,00	T	24	1,18	33,00	7	0,90	1,00
2,50	V	8	5,44	8,00	8	6,13	6,00
3,00	V	8	4,84	3,00	8	4,08	11,00

D = distanza;
n = numero di prove;
m = media dei valori;
v = coefficiente di variazione.

Tab. 5.4 – Numero di prove eseguite, valore medio di accelerazione di picco e coefficiente di variazione in funzione della distanza e della direzione di misura.

Osservando i dati registrati di accelerazione di picco, riportati in Tab. 5.4, si osserva che, all'aumentare della distanza, il livello di vibrazione diminuisce; un'anomalia si è manifestata però lungo la direzione trasversale e verticale alla distanza di 2,00 m, dove l'accelerazione media è aumentata (Fig. 5.24).

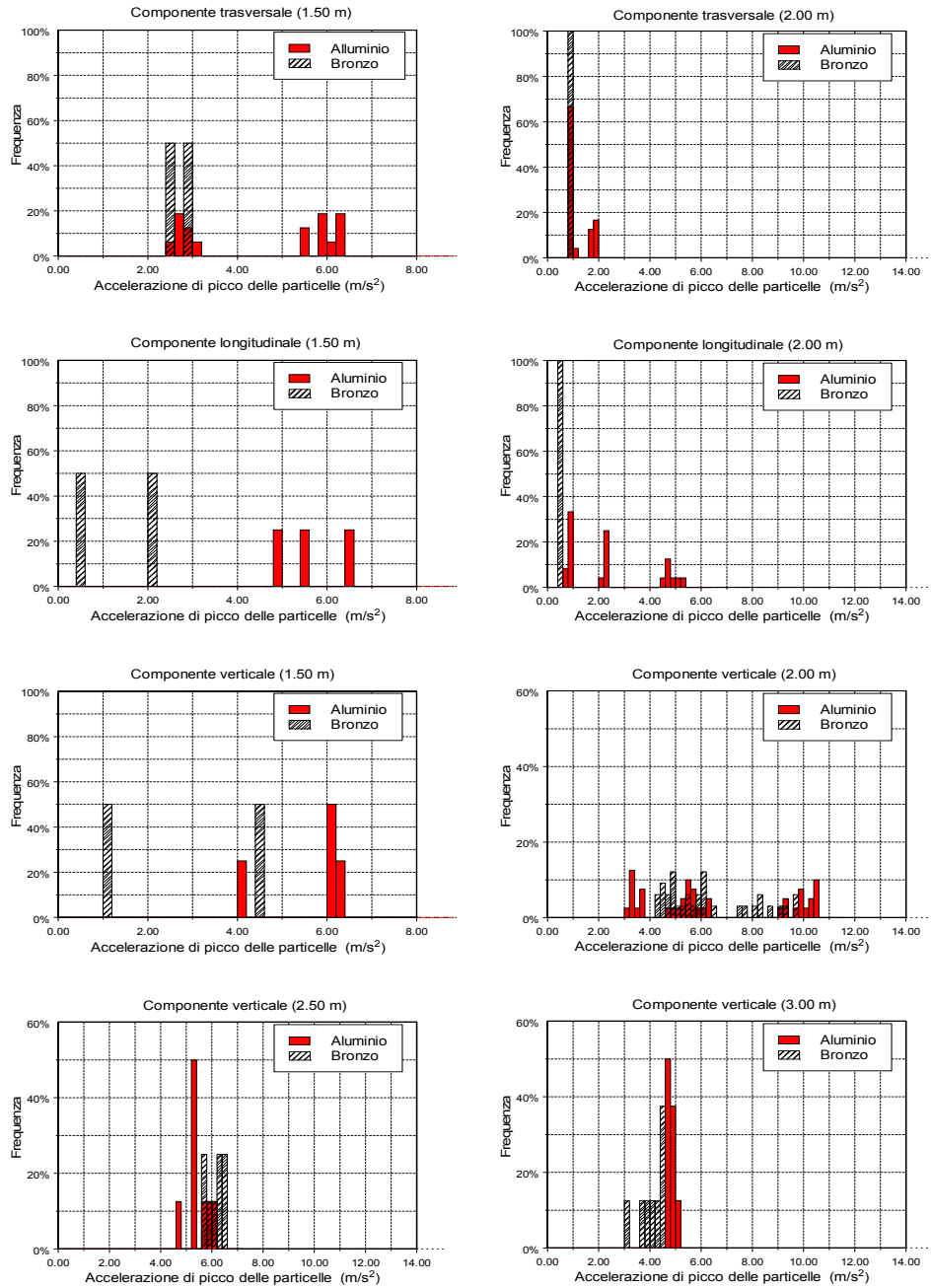


Fig. 5.23 – Istogrammi dei valori di accelerazione di picco.

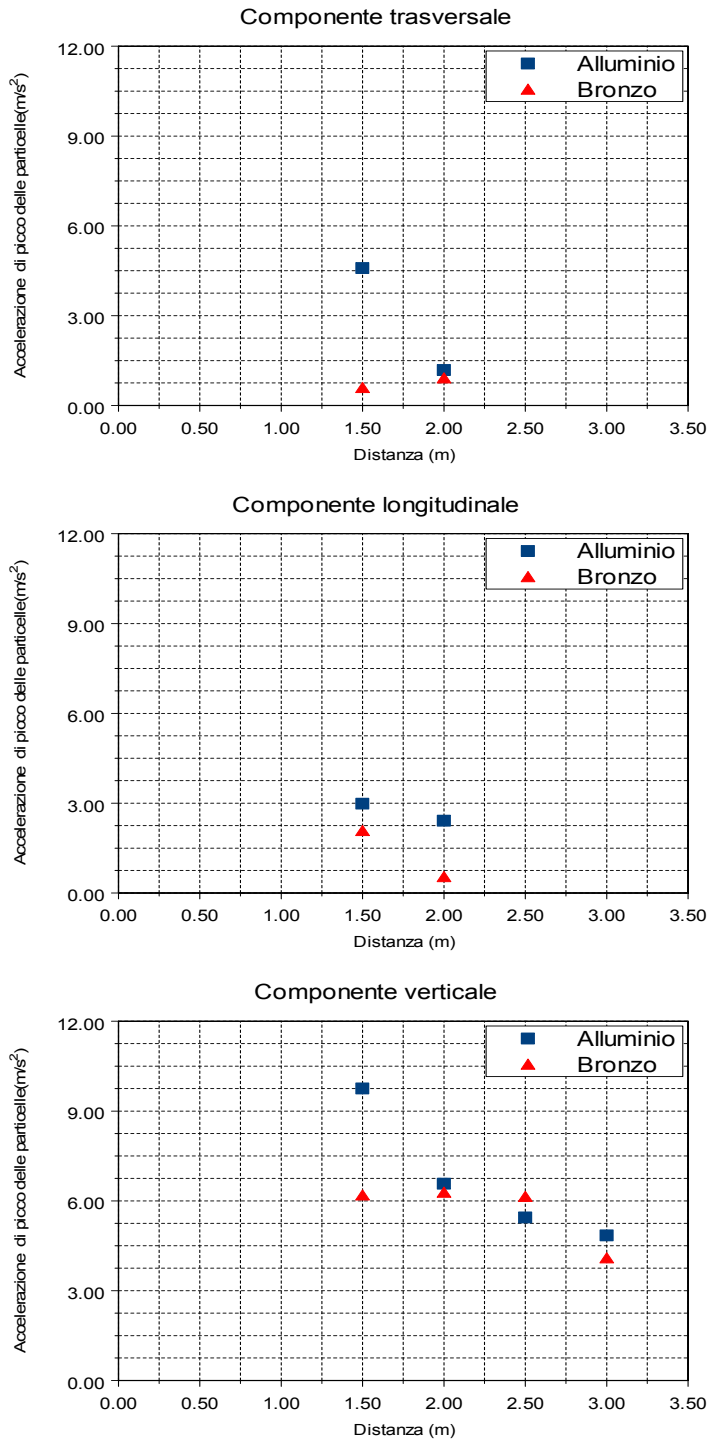


Fig. 5.24 – Valori medi di accelerazione di picco in funzione della distanza.

A questo proposito, sarebbe interessante condurre ulteriori misure di vibrazione per indagare il comportamento dei supporti, aumentando la distanza dalla sorgente.

Il calcolo del rapporto tra i livelli di vibrazione ottenuti tramite i supporti in alluminio e quelli con i supporti in bronzo (Tab. 5.5) permette di affermare che i valori di accelerazione di picco ottenuti con il supporto in alluminio è da 0,89 a 7,87 volte maggiore.

Componente	D (m)	R
V	1,50	1,58
L	1,50	1,44
T	1,50	7,87
V	2,00	1,05
L	2,00	4,54
T	2,00	1,31
V	2,50	0,89
V	3,00	1,19
D = distanza; R = rapporto tra i valori medi di accelerazione ottenuti con il supporto alluminio e di bronzo.		

Tab. 5.5 – Rapporto tra i valori medi di accelerazione di picco ottenuti tramite il supporto in alluminio e quelli tramite il supporto in bronzo.

Nella seguente analisi dei time histories, è stata considerata la sola componente verticale dell'accelerazione di picco, in quanto è la direzione più importante e significativa per la valutazione della sismicità indotta.

In Fig. 5.25 si osservano i sismogrammi registrati alla distanza di 1,50 m utilizzando supporti in alluminio e bronzo. Gli andamenti sono molto simili e sono ricchi di alte frequenze con basso smorzamento.

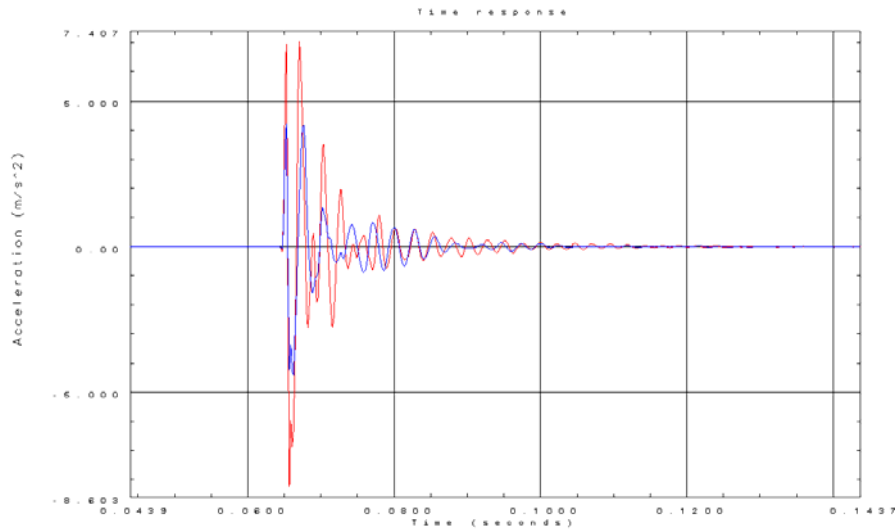


Fig. 5.25 – Time histories ottenuti lungo la direzione verticale tramite supporto in alluminio (rosso) e bronzo (blu) alla distanza di 1,50 m dalla sorgente.

All'aumentare della distanza, i supporti cominciano a manifestare (a 2,00 m) minore smorzamento dell'impulso ed i sismogrammi sono molto simili tra loro (Fig. 5.26). A maggiori distanze (2,50 m e 3,00 m), la differenza tra le risposte dei due diversi supporti aumenta; infatti, il supporto in alluminio manifesta maggiori valori di picco e maggiore smorzamento rispetto ai supporti in bronzo (Fig. 5.27). A questo proposito sarebbe interessante eseguire ulteriori misure per valutare il comportamento dei supporti a distanze maggiori.

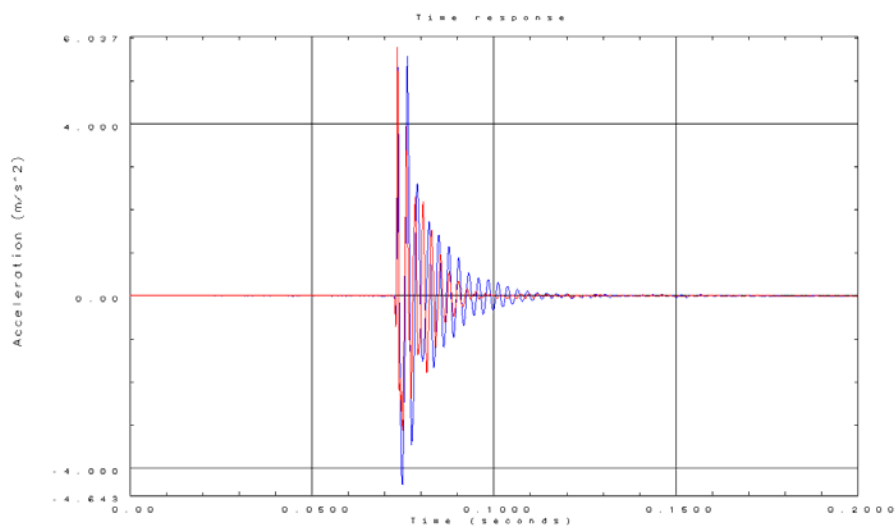


Fig. 5.26 – Time histories ottenuti lungo la direzione verticale tramite supporto in alluminio (rosso) e bronzo (blu) alla distanza di 2,00 m dalla sorgente.

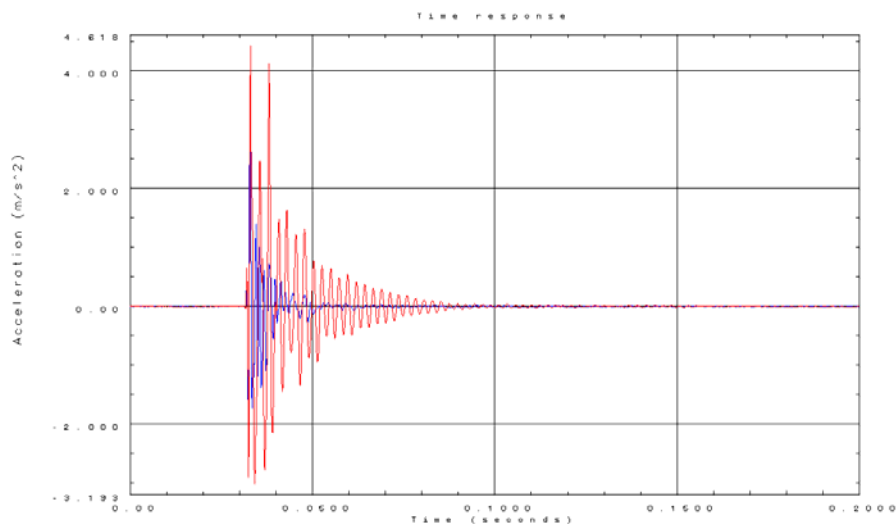


Fig. 5.27 – Time histories ottenuti lungo la direzione verticale tramite supporto in alluminio (rosso) e bronzo (blu) alla distanza di 3,00 m dalla sorgente.

I supporti hanno un comportamento molto simile tra loro alle distanze di 1,50 m e 2,00 m dalla sorgente, ma già a 2,50 m le prime diversità cominciano ad essere molto visibili. Questo probabilmente dipende dal diverso materiale di cui sono composti i supporti, anche se entrambi i supporti rigidi sono assimilabili ai filtri passa-basso. In particolare, il supporto in alluminio tende ad essere più sensibile all'eccitazione indotta dall'impulso rispetto al supporto in bronzo.

5.2.3.2. Analisi dei risultati nel dominio della frequenza

L'analisi degli spettri dei due tipi di supporti ottenuti applicando l'algoritmo della trasformazione di Fourier (Figg. 5.28, 5.29 e 5.30) ha evidenziato un andamento molto simile fino alla frequenza di 100 Hz, oltre la quale cominciano a presentarsi i loro diversi modi propri di vibrare. Lo spettro associato al supporto in bronzo manifesta una frequenza di picco attorno ai 360 Hz alla distanza di 1,50 m e 2,00 m, e diminuisce fino a 250 ÷ 300 Hz a distanze maggiori (2,50 m e 3,00 m).

Impiegando i supporti in alluminio, la frequenza che si può osservare è compresa tra i 420 Hz ed i 480 Hz a distanze minori (1,50 m e 2,00 m) dalla sorgente impulsiva, e risulta attorno ai 370 Hz, alle distanze di 2,50 m e 3,00 m.

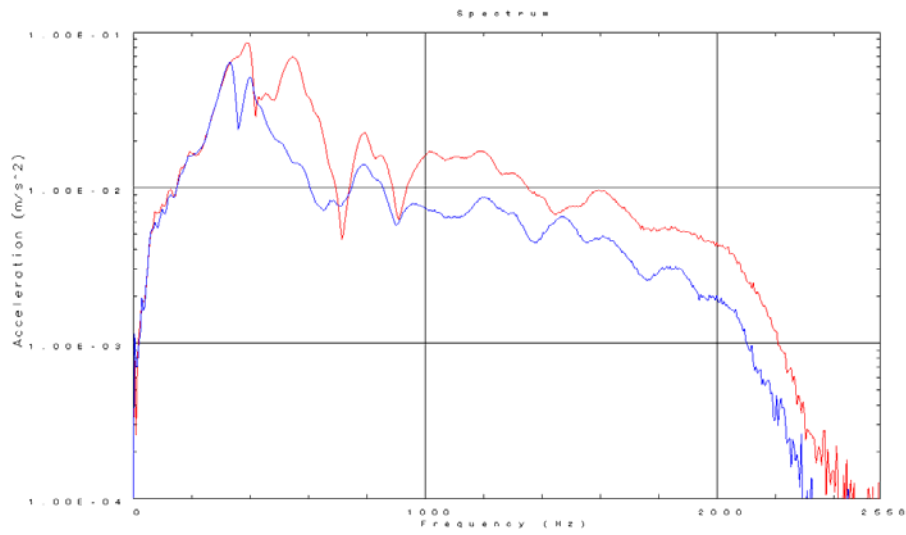


Fig. 5.28 – Risposte nel dominio della frequenza ottenuti lungo la direzione verticale tramite supporto in alluminio (rosso) e bronzo (blu) alla distanza di 1,50 m dalla sorgente.

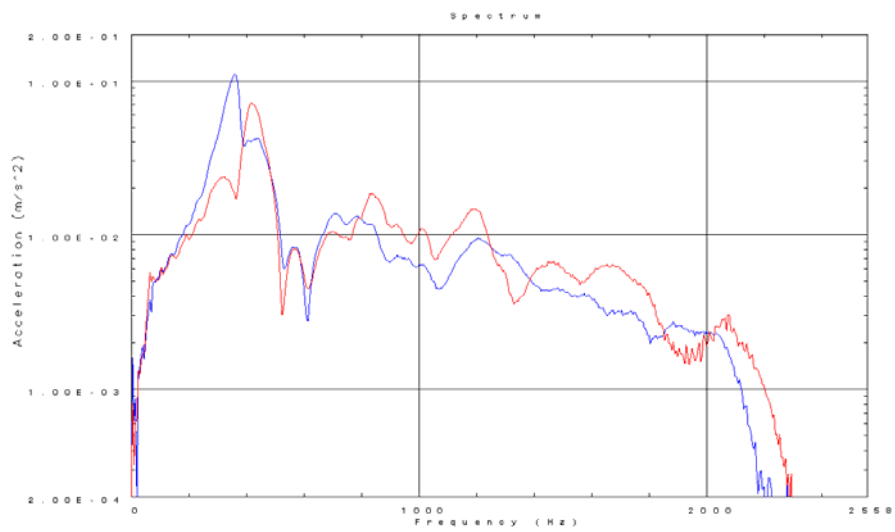


Fig. 5.29 – Risposte nel dominio della frequenza ottenuti lungo la direzione verticale tramite supporto in alluminio (rosso) e bronzo (blu) alla distanza di 1,50 m dalla sorgente.

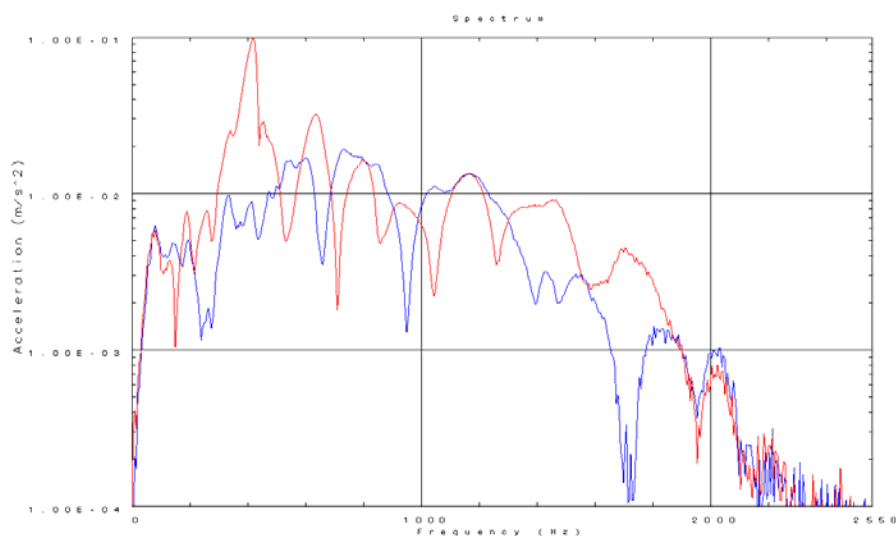


Fig. 5.30 – Risposte nel dominio della frequenza ottenuti lungo la direzione verticale tramite supporto in alluminio (rosso) e bronzo (blu) alla distanza di 3,00 m dalla sorgente.

Ricordando i suddetti risultati, si può concludere che entrambi i supporti si comportano come filtri passa-basso; in particolare, i supporti in bronzo sono caratterizzati da frequenze minori rispetto alle risposte ottenuti utilizzando i supporti in alluminio.

Per quanto riguarda la risposta dei trasduttori montati sui supporti cilindrici rigidi in alluminio ed in bronzo, sono state condotte delle misure al fine di evidenziare le loro diversità.

Tali prove sperimentali sono state condotte presso il laboratorio DISTART, il prof. Mazzotti ed i tecnici hanno messo a disposizione una strumentazione (Fig. 5.31), composta da due cilindri che, ruotando l'uno contro l'altro, producono un segnale sinusoidale. Le caratteristiche di questo ultimo possono essere scelte e cambiate in un range di frequenza $2 \div 25$ Hz. I sensori sono stati montati sui cilindri rigidi in alluminio e bronzo, alloggiati sul piazzale di calcestruzzo precompresso, lungo due linee parallele distanti tra loro 0,16 m, perpendicolari alla sorgente sinusoidale, alle distanze di 3,00 m, 5,00 m, 7,00 m e 10,00 m dalla sorgente sismica. I trasduttori utilizzati sono stati quattro accelerometri piezometrici triassiali e quattro accelerometri piezometrici monoassiali (Fig. 5.31).

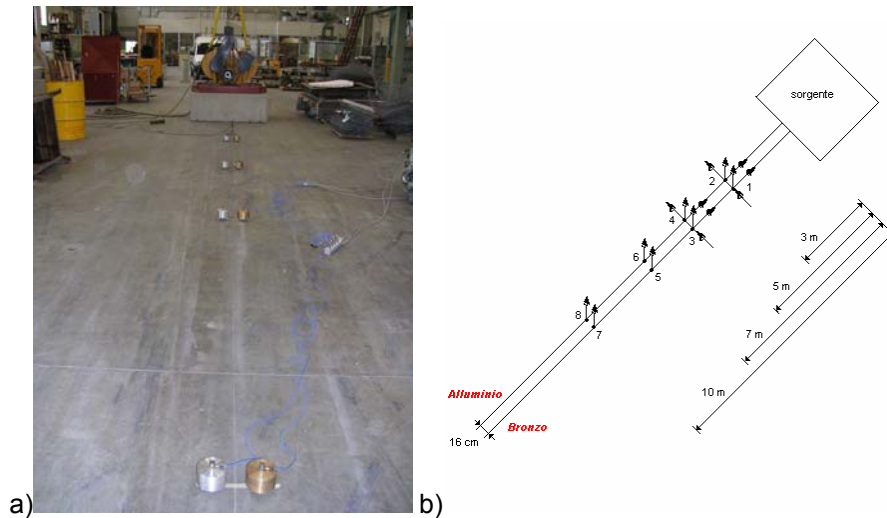


Fig. 5.31 – Posizionamento dei cilindrici rigidi e orientazione degli assi dei trasduttori.

Le misure di vibrazione sono state ripetute al variare della frequenza dominante del segnale sinusoidale della sorgente sismica, partendo da una frequenza di 20 Hz fino a raggiungere gradualmente la frequenza di 10 Hz. Ad ogni frequenza, era associata una forzante di entità variabile che ha raggiunto i massimi valori alla frequenza di 20 Hz.

I risultati delle prove hanno mostrato che i sensori non hanno permesso di acquisire livelli di vibrazione rilevanti nel caso di emissione di segnali sinusoidali a frequenza fondamentale 10 ÷ 19 Hz, in quanto la forzante associata ai sismogrammi emessi era troppo bassa per la sensibilità dei trasduttori utilizzati (1 mV/g). In queste situazioni, sarebbe stato molto utile adottare accelerometri con sensibilità molto alta, ad esempio pari a 0,1 mV/g.

Le registrazioni dei segnali, a frequenza compresa tra 19 Hz e 20 Hz, sono abbastanza disturbate, anche se la frequenza dominante si è manifestata attorno alla frequenza di 18,75 Hz per entrambi i supporti rigidi, che mostrano anche i successivi multipli dell'armonica fondamentale.

Le risposte dei supporti in alluminio e bronzo, nel dominio della frequenza alla distanza di 3,00 m, mostrano che gli spettri individuano le stesse componenti, anche se, lungo la direzione longitudinale e verticale, i due segnali sono maggiormente disturbati (Figg. 5.32, 5.33 e 5.34).

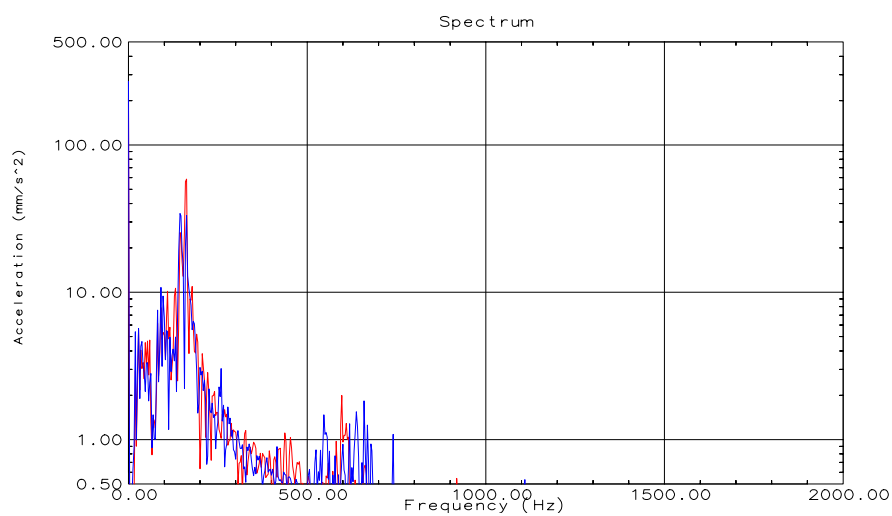


Fig. 5.32 – Risposte nel dominio della frequenza a distanza 3,00 m lungo la direzione trasversale ottenuti utilizzando i supporti in alluminio (blu) ed in bronzo (rosso).

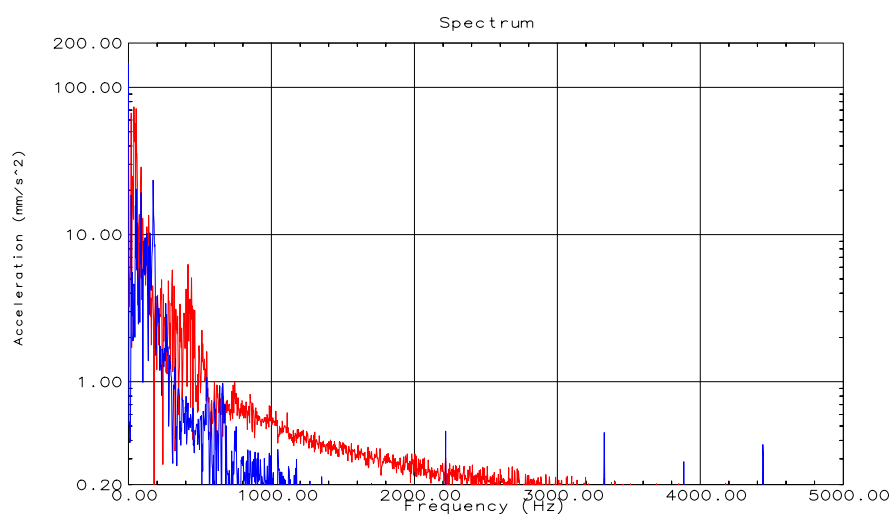


Fig. 5.33 – Risposte nel dominio della frequenza a distanza 3,00 m lungo la direzione longitudinale ottenuti utilizzando i supporti in alluminio (blu) ed in bronzo (rosso).

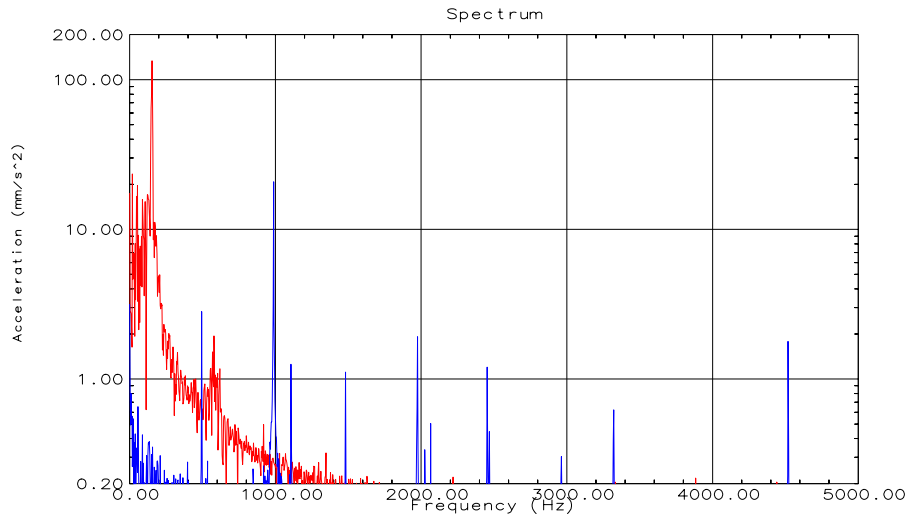


Fig. 5.34 – Risposte nel dominio della frequenza a distanza 3,00 m lungo la direzione verticale ottenuti utilizzando i supporti in alluminio (blu) ed in bronzo (rosso).

Alla distanza di 5,00 m, i sensori montati sul supporto in bronzo non hanno registrato segnale, mentre sul cilindro in alluminio il trasduttore ha permesso di acquisire una risposta molto simile a quella ottenuta alla distanza di 3,00 m, anche se si osservano meno componenti multiple di quella fondamentale. Questo ultimo comportamento è visibile lungo tutte le tre direzioni di misura (Fig. 5.35).

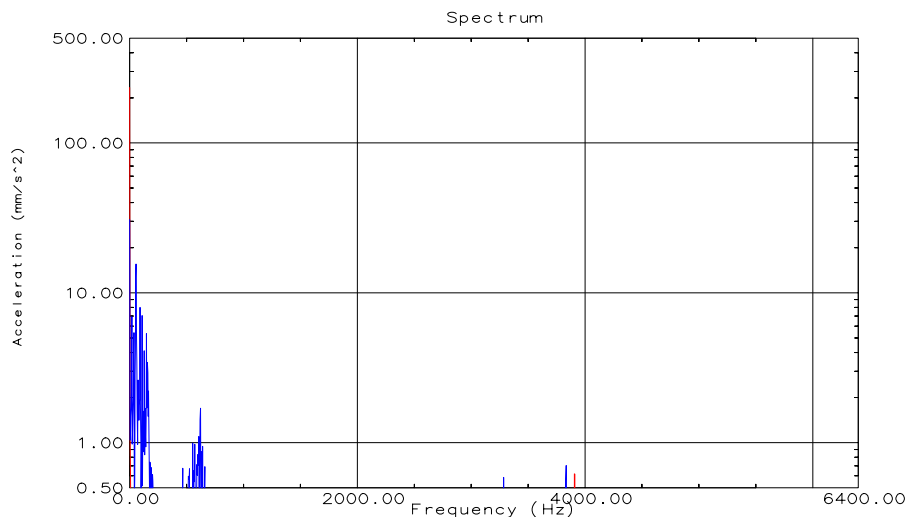


Fig. 5.35 – Risposte nel dominio della frequenza a distanza 5,00 m lungo la direzione verticale ottenuti con il supporto in alluminio (blu) e con quello di bronzo (rosso).

I sismogrammi registrati dai trasduttori monoassiali, posizionati alla distanza di 7,00 m dalla sorgente, sono molto simili tra loro ed evidenziano sempre picchi a frequenze multiple della fondamentale 18,75 Hz. La risposta ottenuta utilizzando il supporto in alluminio, però, è più ricca di componenti in frequenza: oltre la fondamentale e le sue multiple ne compaiono delle nuove (Fig. 5.36).

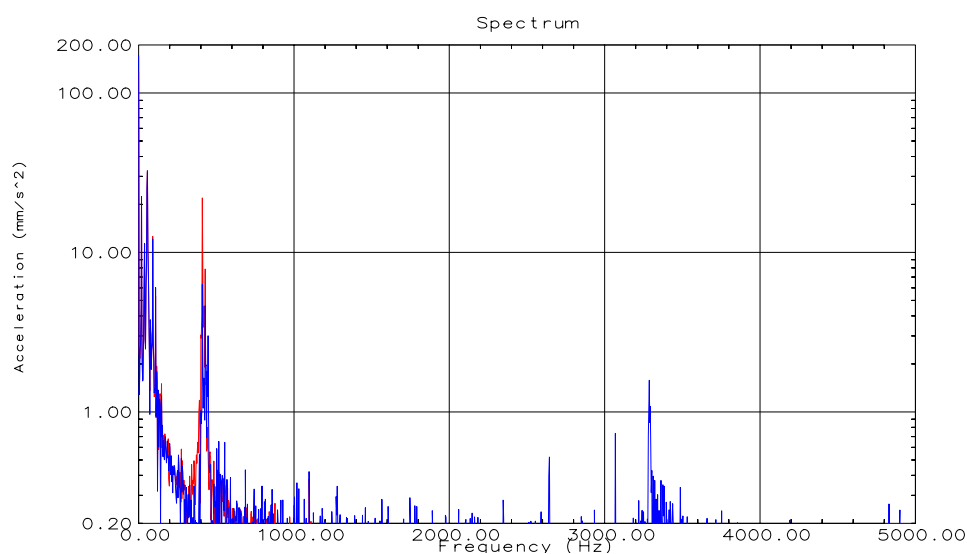


Fig. 5.36 – Risposte nel dominio della frequenza distanza 7,00 m lungo la direzione verticale ottenuti utilizzando i supporti in alluminio (blu) ed in bronzo (rosso).

I sensori montati sui diversi supporti posizionati alla distanza di 10,00 m, mostrano spettri molto simili fino a circa 400 Hz, mentre a frequenze maggiori la risposta del cilindro in alluminio manifesta molte componenti in frequenza, anche non multiple della fondamentale (Fig. 5.37); si deve notare, inoltre, che il livello di disturbo del segnale è maggiore per la risposta ottenuta con il supporto in alluminio.

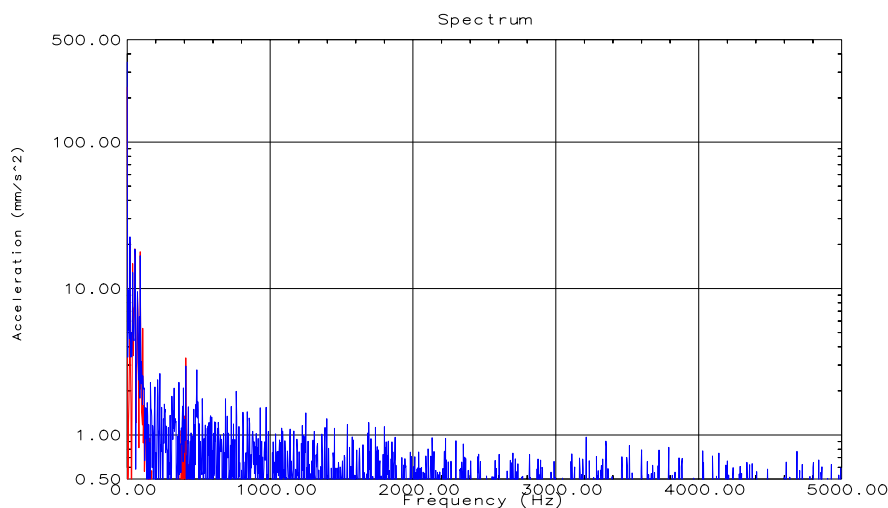


Fig. 5.37 – Risposte nel dominio della frequenza a distanza 10,00 m lungo la direzione verticale ottenuti utilizzando i supporti in alluminio (blu) ed in bronzo (rosso).

5.3. INTEGRAZIONE DEL SEGNALE

La maggior parte delle normative vigenti in materia di valutazione della sismicità indotta stabilisce valori limite di soglia in termini di massima componente di velocità di picco o di valore massimo di vettore velocità, ammettendo però la possibilità di scegliere la tipologia di trasduttori da utilizzare per eseguire misure di vibrazione (geofoni ed accelerometri). Durante le prove sperimentali, avendo adottato gli accelerometri, nella successiva fase di elaborazione del segnale, i sismogrammi espressi in termini di accelerazione, devono essere trasformati in velocità, allo scopo verificare le condizioni di sicurezza imposti dalle normative.

La trasformazione dell'accelerazione in velocità è possibile attraverso applicazioni matematiche, quali operazioni di derivazione ed integrazione. Nel caso in esame, si considera solo l'operazione di integrazione necessaria per la trasformazione di valori di accelerazione in valori di velocità.

Tale integrazione può essere eseguita durante o dopo l'acquisizione dei dati e può essere di due tipi: elettronica o numerica.

5.3.1. Integrazione elettronica

La trasformazione avviene all'interno del condizionatore di segnale, sul quale è montato un circuito integratore, formato da un filtro passa-basso che attenua il segnale di 6 dB per banda

d'ottava (il livello di vibrazione è dimezzato quando la frequenza raddoppia); matematicamente, questo significa dividere le componenti armoniche per $j\omega$.

Questo procedimento viene applicato partendo dalla frequenza di taglio dell'integratore, al di sotto della quale non si conosce la risposta dell'integratore; in generale, la frequenza di integrazione è dell'ordine dei $2 \div 6$ Hz.

Per quanto riguarda le vibrazioni indotte da fenomeni impulsivi, la forzante meccanica contiene componenti lungo tutto lo spettro e quindi è ricco anche di basse frequenze; perciò, utilizzando questo metodo d'integrazione, si possono osservare errori dipendenti dalle caratteristiche del filtro.

5.3.2. Integrazione numerica

L'integrazione numerica è applicata durante il post-processing e può essere eseguita sia nel dominio del tempo sia nel dominio della frequenza.

Nel dominio del tempo, l'integrazione prevede l'applicazione dell'algoritmo (5.11) che considera una serie di n valori separati tra loro di Δt_c (con t_c tempo di campionamento).

$$\dot{u}_n = \sum_{k=0}^n \left(\frac{\ddot{u}_{k+1} + \ddot{u}_k}{2} \right) \Delta t_c \quad (5.11)$$

Nel dominio della frequenza è applicato l'algoritmo della trasformata di Fourier del time history dell'accelerazione, e successivamente ogni componente in frequenza viene divisa per $j\omega$, ottenendo il nuovo spettro che, antitrasformato, permette di ottenere il time history della velocità.

I due procedimenti di integrazione forniscono diversi risultati; infatti, se si considera un segnale campionato a 12800 Hz (Fig. 5.38) che viene elaborato applicando i due approcci numerici di integrazione, si ottengono due diversi spettri in frequenza (Fig. 5.39).

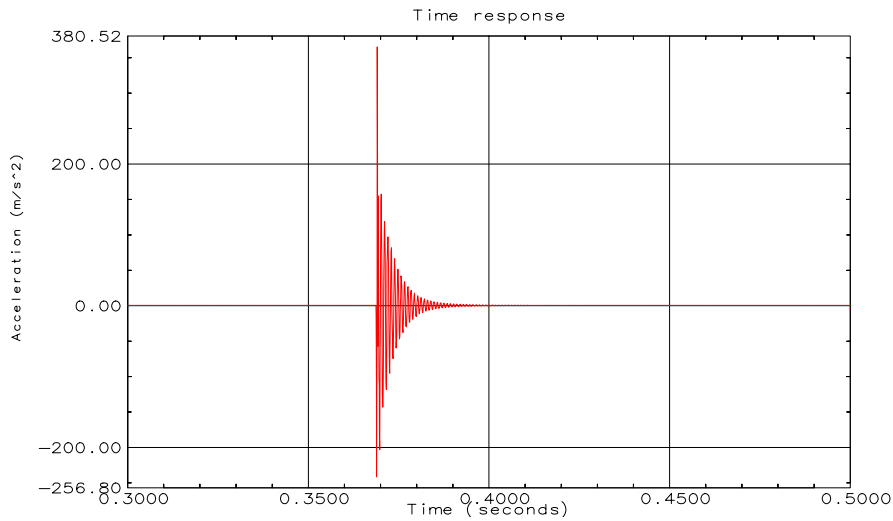


Fig. 5.38 – Time history di un impulso campionato a 12800 Hz.

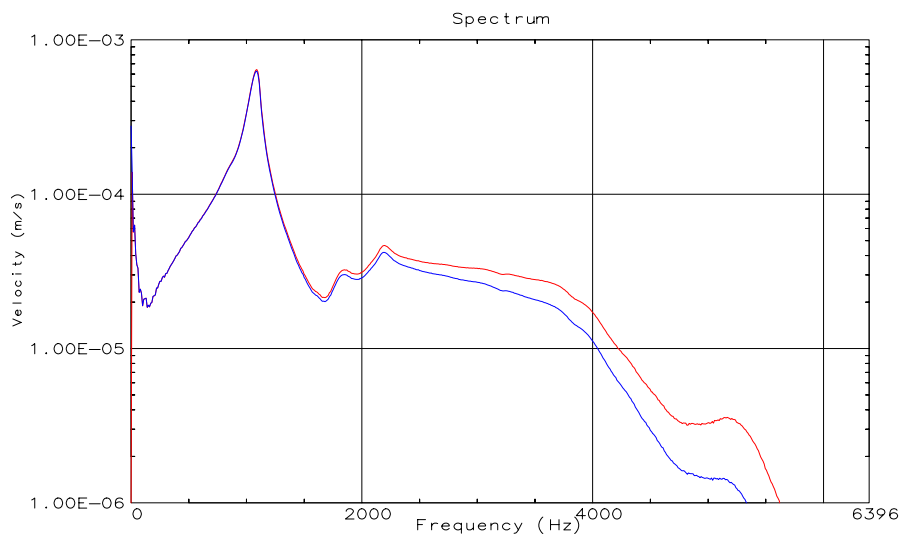


Fig. 5.39 – Spettri delle velocità ottenuto integrando nel dominio del tempo (blu) e delle frequenze (rosso).

Le componenti in frequenza diventano sempre più differenti all'aumentare della frequenza: la Tab. 5.6 sottostante mostra che già a 2,2 KHz (cioè circa 1/6 della frequenza di campionamento) la differenza raggiunge il 10%.

Frequenza (KHz)	Integrazione nel dominio della frequenza (m/s)	Integrazione nel dominio del tempo (m/s)	Differenza (%)
1	$3,350 \cdot 10^{-4}$	$3,333 \cdot 10^{-4}$	$\approx 0,5$
2	$3,112 \cdot 10^{-5}$	$2,872 \cdot 10^{-5}$	$\approx 7,7$
2,2	$4,655 \cdot 10^{-5}$	$4,186 \cdot 10^{-5}$	≈ 10
3	$1,721 \cdot 10^{-5}$	$1,117 \cdot 10^{-5}$	≈ 35

Tab. 5.6 – Differenza percentuale dei valori di velocità ottenuti dai due approcci numerici di integrazione all'aumentare della frequenza.

In generale, è preferibile utilizzare l'approccio numerico di integrazione nel dominio del tempo, in quanto immediato e più semplice da controllare.

5.4. SECONDE CAMPAGNE DI PROVE SPERIMENTALI

Sono state programmate altre campagne di misura allo scopo di valutare l'efficienza delle registrazioni utilizzando i diversi tipi di supporti. Le prove sono state eseguite sul piazzale in asfalto limitrofo al laboratorio DICMA. La sorgente sismica scelta è un apparato di caduta di una massa di 23,40 kg da un'altezza di 3,68 m su un supporto cilindrico di acciaio C40 (Fig. 5.40).

Il setup utilizzato durante le misure di vibrazione è composto da una frequenza di campionamento di 10 kHz, un tempo di misura pari a 6,4 s, un fondo scala di 1 V (circa 100 m/s^2). È stato deciso di non finestrare il segnale e di non utilizzare trigger, in quanto il tempo di acquisizione è sufficientemente lungo da potere isolare il segnale d'interesse.

5.4.1. Sorgente sismica impulsiva

Per generare un'eccitazione ripetibile è stato utilizzato un apparato di caduta montato sulla ringhiera della scala antincendio del laboratorio DICMA. Il grave di 23,40 kg (Fig. 5.41) veniva alzato tramite fune e lasciato cadere da un'altezza di 3,68 m all'interno di un tubo di PVC su un cilindro di acciaio di diametro 21,00 cm ed altezza di 18,50 cm.



Fig. 5.40 – Apparato di caduta e grave.

5.4.2. Montaggio con tasselli ad espansione

Al fine di simulare le condizioni di misura in situ, sono stati utilizzati quattro tasselli ad espansione Berner Brass Fix e quattro tasselli ad espansione Fisher TA M, alloggiati in otto fori alle distanze di 2,00 m, 4,00 m, 6,00 m, 8,00 m, 10,00 m, 12,00 m, 16,00 m e 20,00 m lungo due linee parallele distanti tra loro 0,16 m (Fig. 5.41).

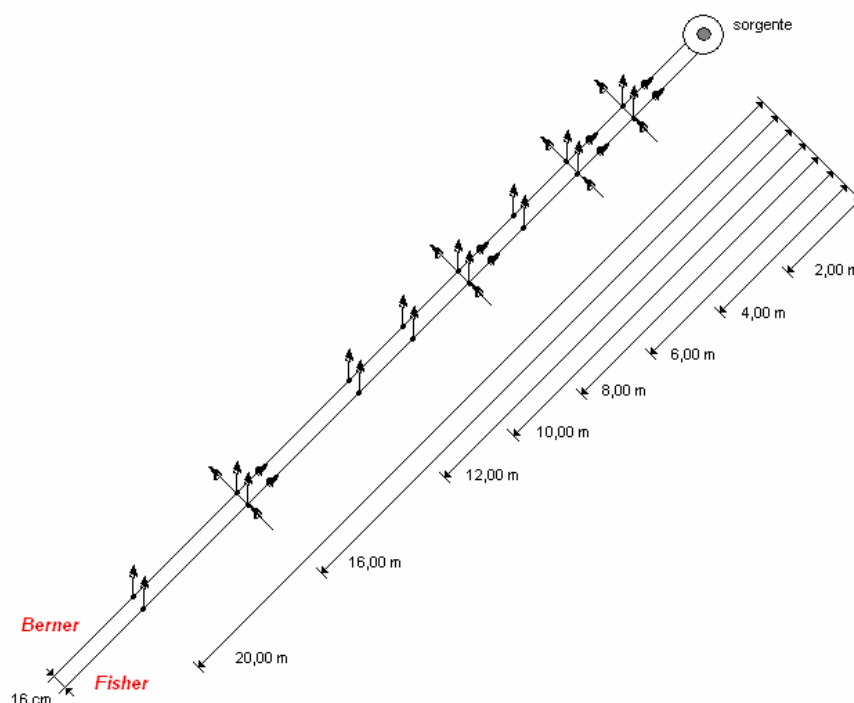


Fig. 5.41 – Disposizione dei tasselli ad espansione ed orientamento degli assi dei sensori.

La catena di misura adottata è stata completata utilizzando quattro trasduttori triassiali e quattro monoassiali, ancorati ai tasselli ad espansione tramite il bullone con filettatura modificata, collocando i tasselli ad espansione Fisher TA M a destra e quelli Berner Brass Fix a sinistra della sorgente sismica.

Sono state condotte due campagne di misure comprendenti ognuna una decina di registrazioni. La prima ha previsto il posizionamento dei sensori alle distanze di 2,00 m, 4,00 m, 6,00 m e 10,00 m; durante la seconda i ricevitori sono stati alloggiati alle distanze di 8,00 m, 12,00 m, 16,00 m e 20,00 m.

5.4.2.1. Analisi dei risultati nel dominio del tempo

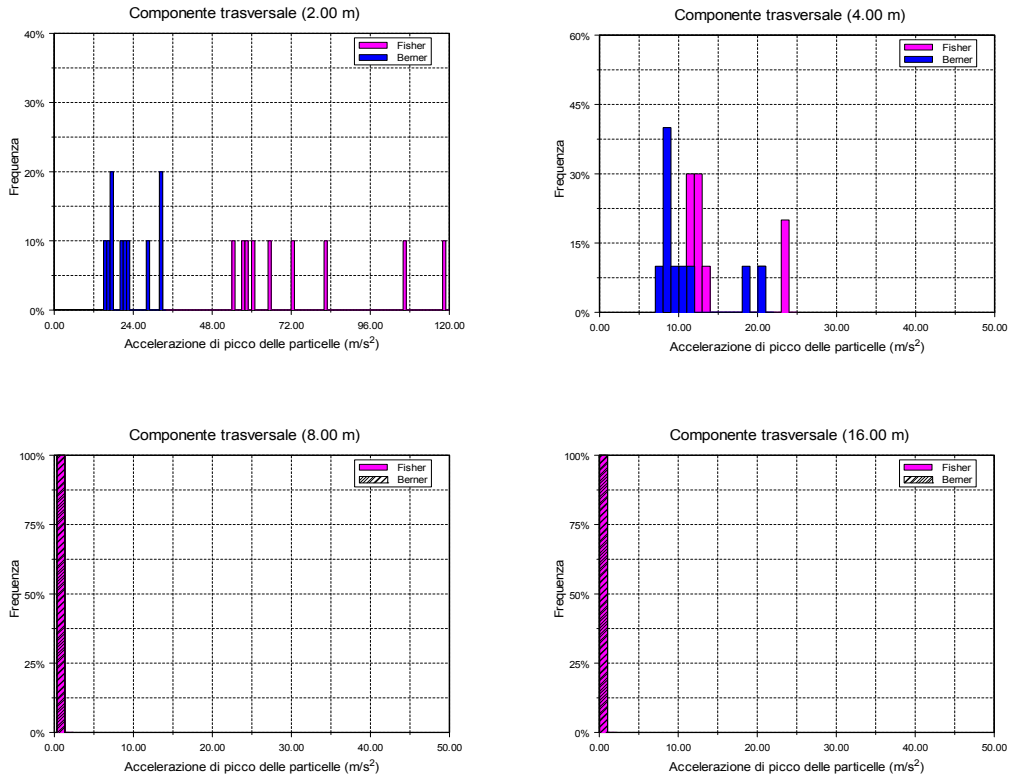
I risultati delle campagne di misure sono stati riportati in Figg. 5.42 e 5.43 dove è evidente che le risposte ottenute dai differenti tasselli ad espansione differiscono lungo le diverse direzioni di misura. Le registrazioni lungo la direzione longitudinale alla distanza di 4,00 m e 16,00 m e lungo la direzione verticale alle distanze di 2,00 m e 8,00 m sono state considerate non corrette, perciò sono state trascurate durante le elaborazioni. Inoltre, i segnali ottenuti alla distanza di 20,00 m sono stati considerati non affidabili per l'elevato rumore esterno registrato.

Considerando le prove condotte correttamente, la maggiore differenza, esistente tra i risultati ottenuti, si manifesta lungo le direzioni trasversali e longitudinali; al contrario, lungo la direzione verticale, i sismogrammi risultano quasi identici tra loro. Gli istogrammi di Fig. 5.43 mostrano una maggiore dispersione dei livelli di accelerazione di picco lungo la direzione trasversale e longitudinale alle distanze di 2,00 m e 4,00 m. A conferma della maggiore dispersione dei livelli di vibrazione di picco, sono stati calcolati i valori del coefficiente di variazione (Tab. 5.7) che assumono valori massimi di 36% e 33% rispettivamente alle distanze di 2,00 m e 4,00 m lungo la direzione trasversale nel caso dei tasselli ad espansione Fisher TA M, e pari al 40% alla distanza di 2,00 m lungo la direzione trasversale per quanto riguarda il Berner Brass Fix. Lungo la direzione verticale, invece, la dispersione dei dati è sempre contenuta; infatti, il coefficiente di variazione è sempre risultato minore all'1%.

Per confrontare i valori medi di accelerazione di picco ottenuti dai diversi tasselli ad espansione è stato calcolato il parametro R, come rapporto tra i valori medi registrati dal Fisher TA M e le accelerazioni medie ottenute con il Berner Brass Fix (Tab. 5.8). I risultati mostrano che tale parametro assume valori prossimi ad 1 lungo la direzione verticale, eccetto alla distanza di 10,00 m, dove il valore medio ottenuto dal Fisher TA M è 8 volte maggiore di quello del Berner Brass Fix. Lungo la direzione longitudinale, i livelli di vibrazione del Fisher TA M sono sempre $1,26 \div 2,40$ volte maggiori di quelli del Berner Brass Fix; mentre lungo la direzione trasversale, R è caratterizzato da un'elevata variabilità con valore massimo di 3,17.

Osservando alcuni esempi di time histories, riportati nelle Figg. 5.44 – 5.50, è evidente che a piccole distanze (fino alla distanza di 4,00 m), i sismogrammi ottenuti con il tassello ad espansione Berner Brass Fix mostra un minore smorzamento rispetto a quelli del tassello Fisher TA M, mentre all'aumentare della distanza (dalla distanza di 6,00 m) i sismogrammi tendono a coincidere.

COMPONENTE TRASVERSALE



COMPONENTE LONGITUDINALE

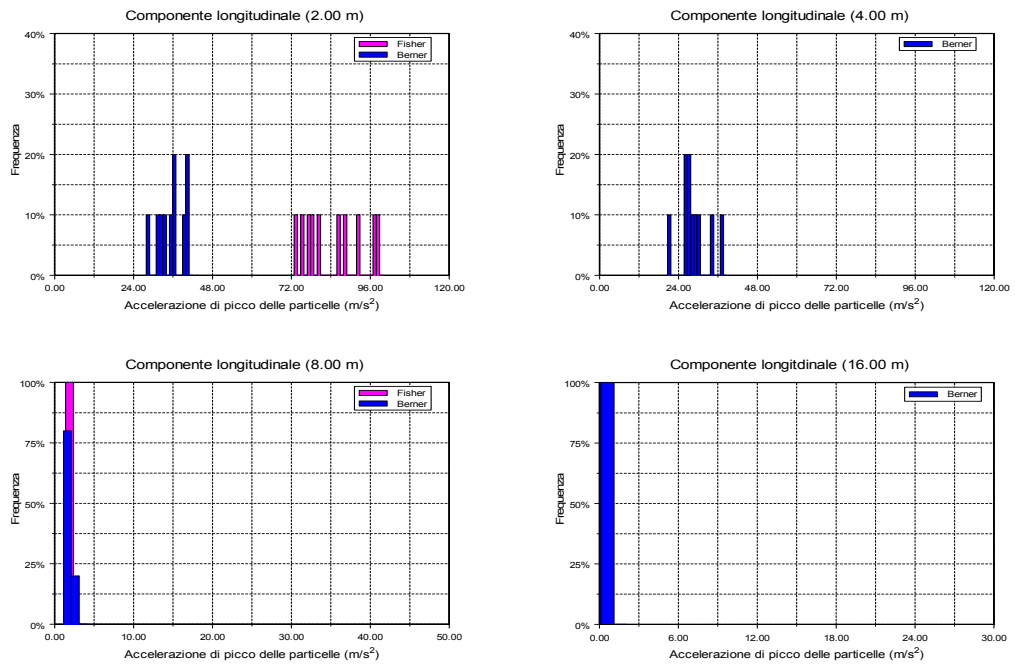


Fig. 5.42 – Valori di accelerazione di picco lungo la direzione trasversale e longitudinale.

COMPONENTE VERTICALE

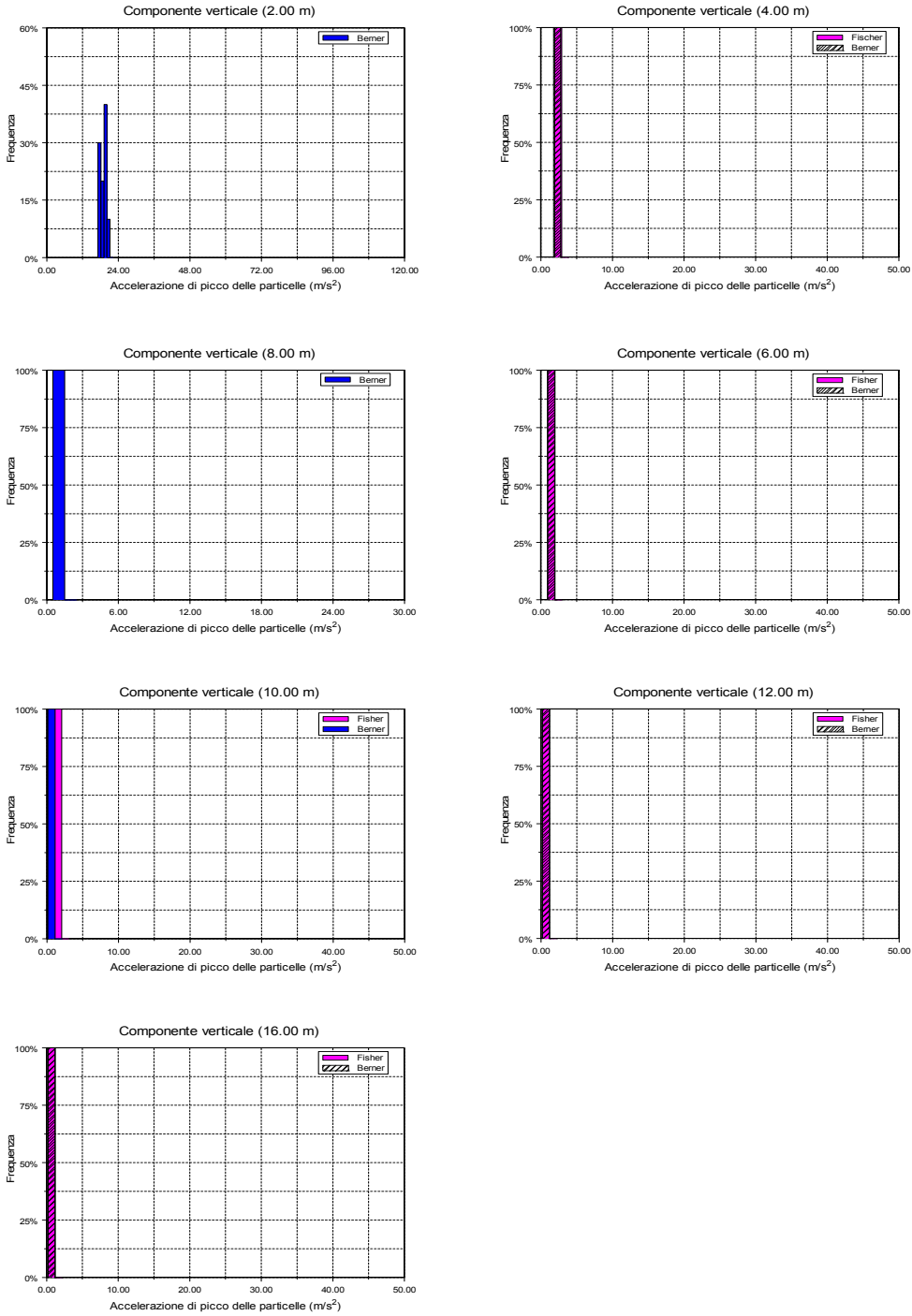


Fig. 5.43 – Valori di accelerazione di picco delle particelle lungo la direzione verticale.

I livelli di vibrazione registrati utilizzando i diversi tasselli evidenziano una bassa dispersione dei dati che aumenta al diminuire della distanza lungo la direzione trasversale e longitudinale mostrando valori medi dell'accelerazione di picco del tassello Fisher TA M maggiori. Lungo la direzione verticale, i valori medi di accelerazione ottenuti risultano molto simili per i diversi supporti, come i rispettivi time histories. Questi ultimi, in particolare, mostrano alcune differenze lungo la direzione trasversale dove i tasselli Berner Brass Fix sembrano vibrare maggiormente.

D (m)	Componente	tassello Fisher			tassello Berner		
		n	m (m/s ²)	v (%)	n	m (m/s ²)	v (%)
2,00	V	10,00	-----	-----	10,00	18,72	6
2,00	L	10,00	84,75	11	10,00	35,36	12
2,00	T	10,00	70,67	36	10,00	22,27	28
4,00	V	10,00	19,99	4	10,00	19,05	4
4,00	L	10,00	-----	-----	10,00	28,63	16
4,00	T	10,00	15,34	33	10,00	11,15	40
6,00	V	10,00	0,98	3	10,00	10,11	3
8,00	V	10,00	-----	-----	10,00	5,91	9
8,00	L	10,00	1,78	15	10,00	15,32	24
8,00	T	10,00	0,46	14	10,00	0,529	25
10,00	V	10,00	1,13	8	10,00	0,13	3
12,00	V	10,00	0,25	7	10,00	0,24	9
16,00	V	10,00	0,22	7	10,00	0,20	9
16,00	L	10,00	-----	-----	10,00	0,14	33
16,00	T	10,00	0,066	22	10,00	0,059	20

D: distanza (m);
n: numero di misure;
m: valore di accelerazione di picco media (m/s²);
v: coefficiente di variazione (%).

Tab. 5.7 – Valori medi di accelerazione di picco e del coefficiente di variazione.

R	componente	distanza
-----	V	2,00
2,40	L	2,00
3,17	T	2,00
1,05	V	4,00
-----	L	4,00
1,38	T	4,00
0,97	V	6,00
-----	V	8,00
1,16	L	8,00
0,87	T	8,00
8,54	V	10,00
1,02	V	12,00
1,11	V	16,00
-----	L	16,00
1,11	T	16,00

R: rapporto tra i valori medi di accelerazione registrati con il Fisher e con il Berner

Tab. 5.8 – Valori del rapporto R tra valori medi di accelerazione.

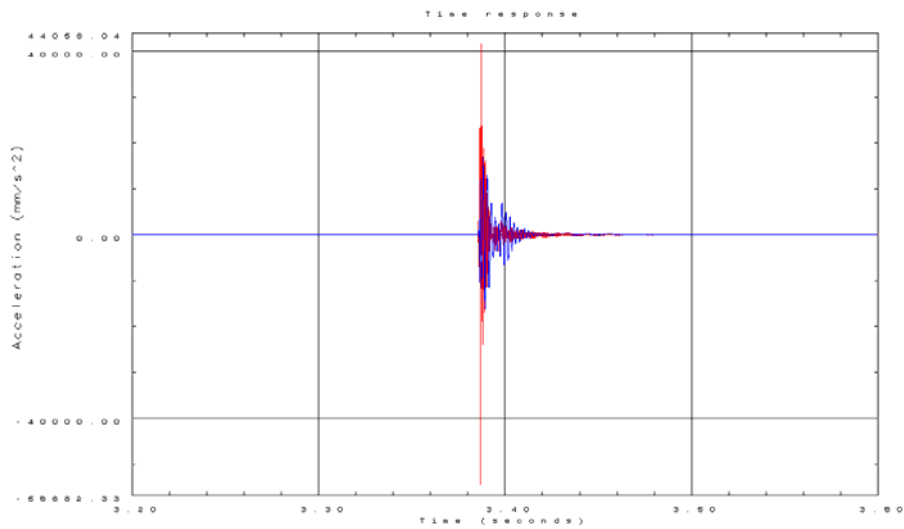


Fig. 5.44 – Regrazioni nel dominio del tempo, ottenute alla distanza di 2,00 m, lungo la direzione trasversale utilizzando i tasselli ad espansione Fisher TA M (linea rossa) e Berner Brass Fix (linea blu).

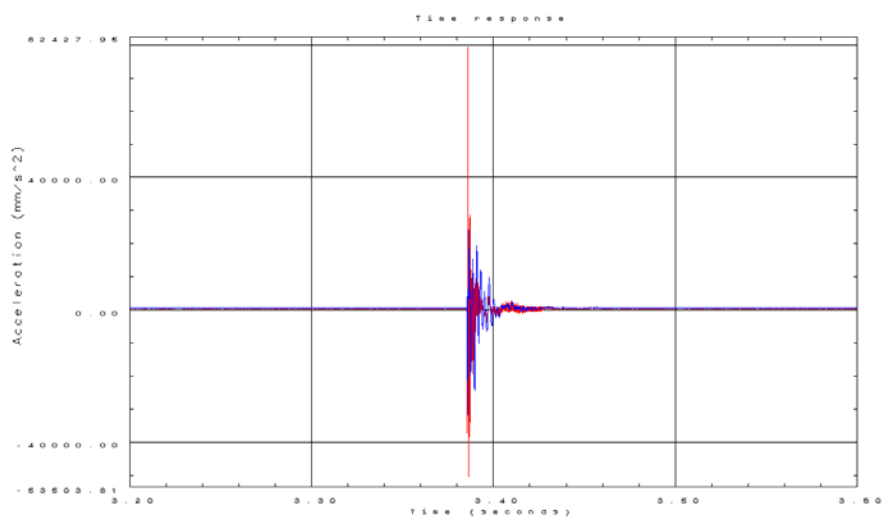


Fig. 5.45 – Regrazioni nel dominio del tempo ottenute alla distanza di 2,00 m lungo la direzione longitudinale utilizzando i tasselli ad espansione Fisher TA M (linea rossa) e Berner Brass Fix (linea blu).

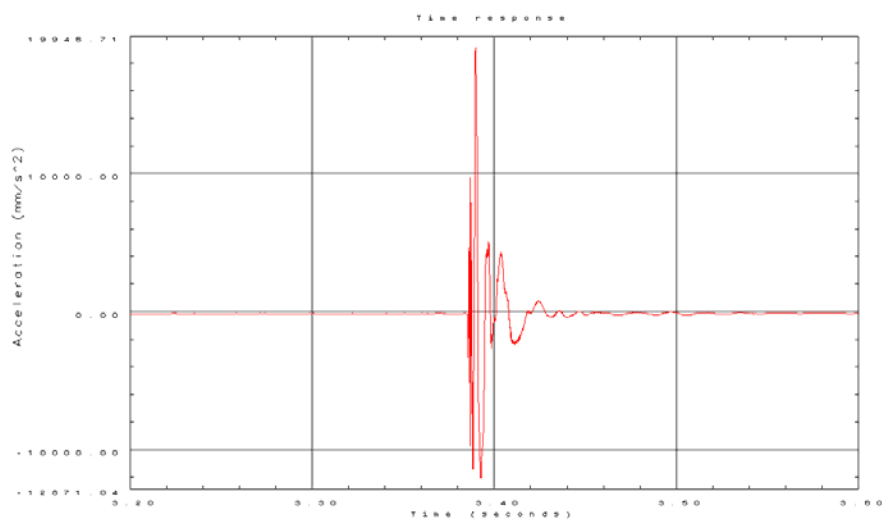


Fig. 5.46 – Regrazioni nel dominio del tempo ottenute alla distanza di 2,00 m lungo la direzione verticale utilizzando il tassello ad espansione Berner Brass Fix (linea rossa).

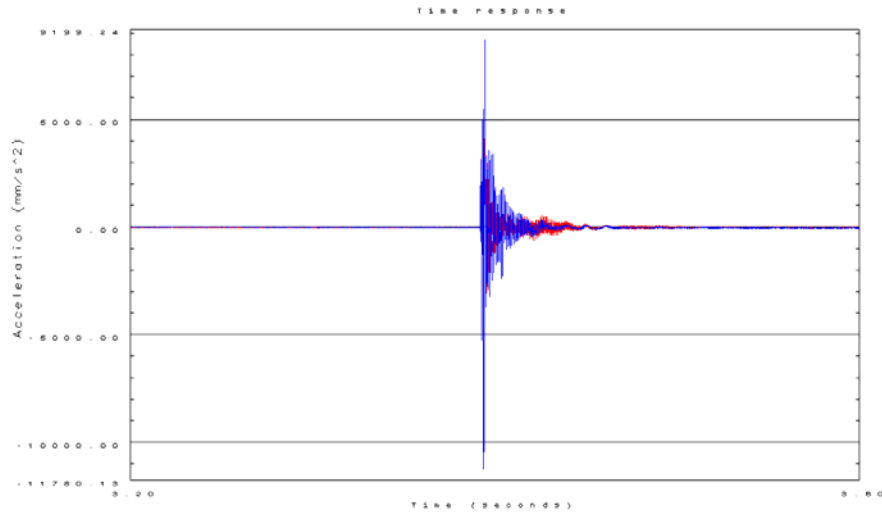


Fig. 5.47 – Regrazioni nel dominio del tempo ottenute alla distanza di 4,00 m lungo la direzione trasversale utilizzando i tasselli ad espansione Fisher TA M (linea blu) e Berner Brass Fix (linea rosso).

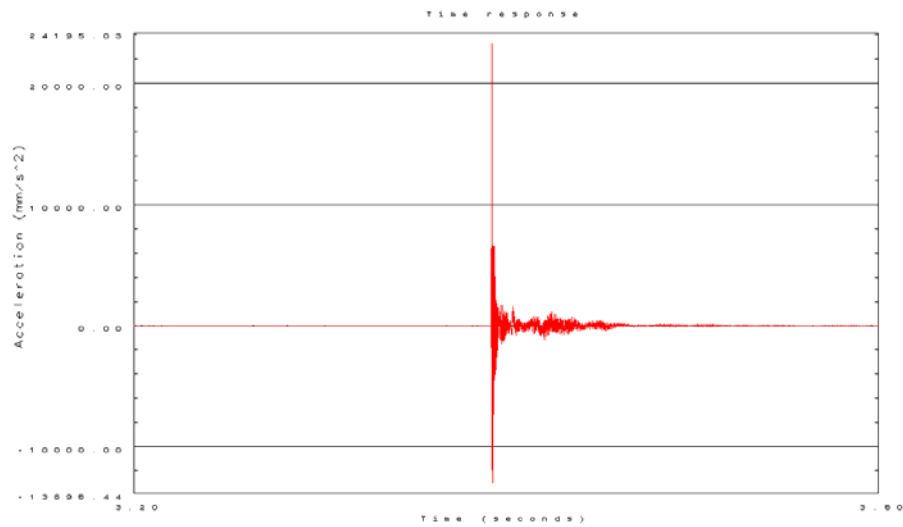


Fig. 5.48 – Regrazioni nel dominio del tempo ottenute alla distanza di 4,00 m lungo la direzione longitudinale utilizzando il tassello ad espansione Berner Brass Fix (linea rossa).

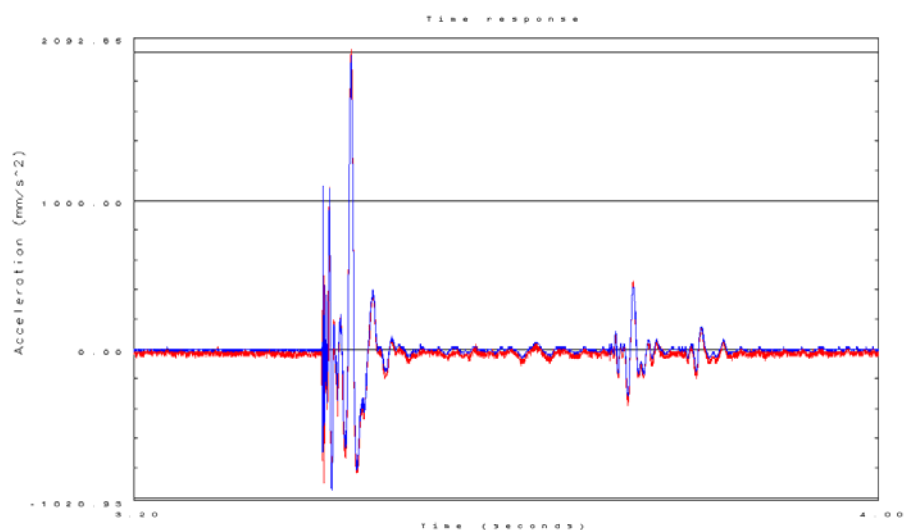


Fig. 5.49 – Regrazioni nel dominio del tempo ottenute alla distanza di 4,00 m lungo la direzione verticale utilizzando i tasselli ad espansione Fisher TA M (linea rosso) e Bernier Brass Fix (linea blu).

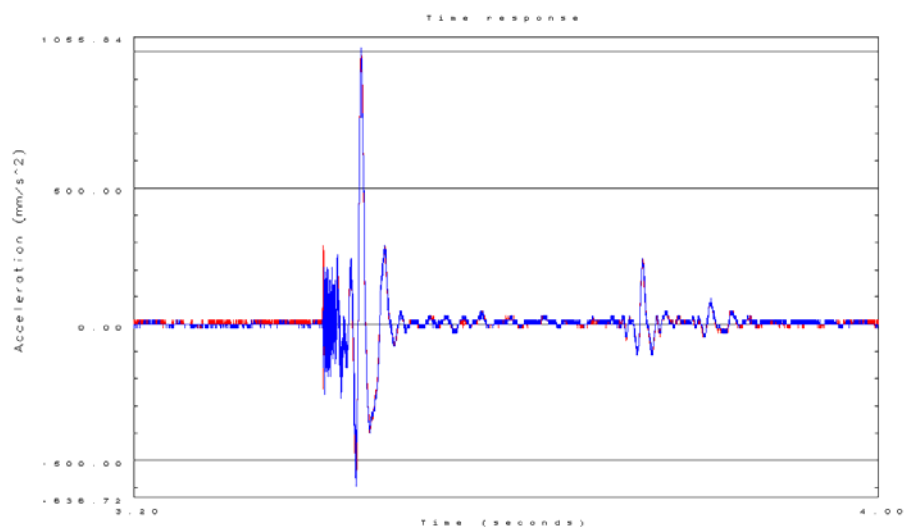


Fig. 5.50 – Regrazioni nel dominio del tempo ottenute alla distanza di 6,00 m lungo la direzione verticale utilizzando i tasselli ad espansione Fisher TA M (linea rosso) e Bernier Brass Fix (linea blu).

Per valutare l'attenuazione dei valori di accelerazione di picco, i livelli di vibrazione sono stati riportati in un grafico in funzione della distanza e della direzione di propagazione delle onde sismiche (Fig. 5.51), dove si nota la buona correlazione esistente con la legge (5.12), rappresentata dai valori dei coefficienti di correlazione R^2 molto alti (Tab. 5.8). In particolare, lungo la direzione longitudinale, le rette ottenute dai due tipi di accoppiamenti sono quasi coincidenti, anche se il tassello Fisher TA M ha permesso di registrare valori leggermente maggiori, come lungo la direzione trasversale, dove le pendenze delle rette sono abbastanza

diverse. Lungo la direzione verticale, invece, le pendenze delle curve di tendenza sono discordi, enfatizzando una maggiore attenuazione subita dai livelli di vibrazione ottenuti con il tassello Berner Brass Fix.

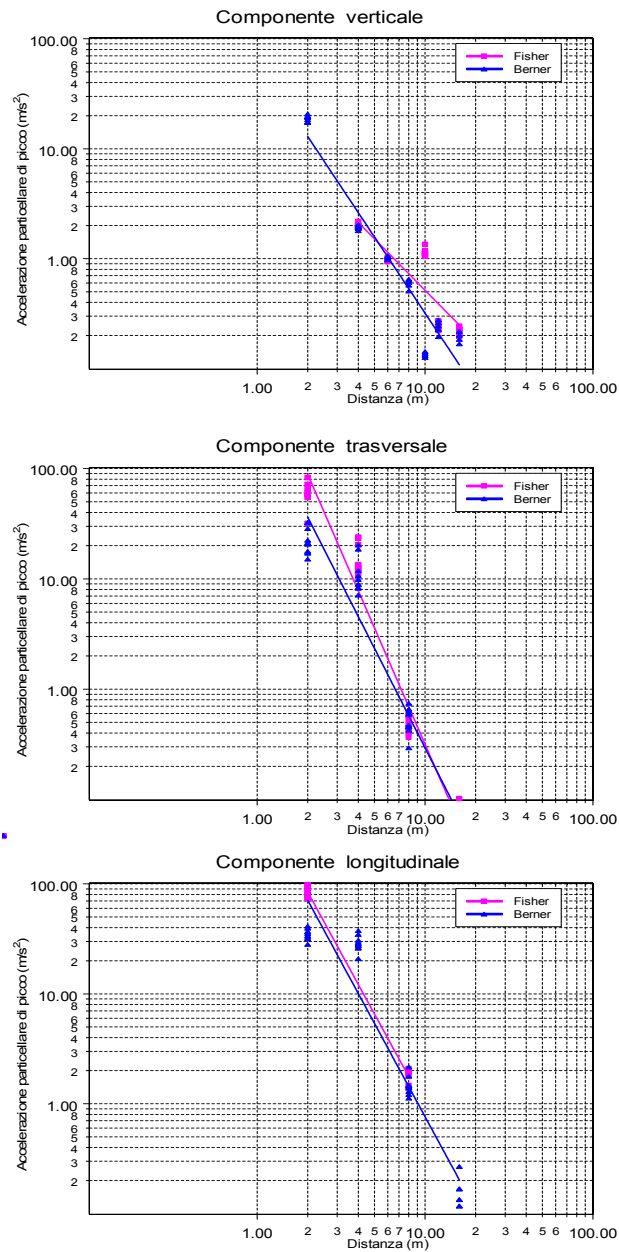


Fig. 5.51 – Valori di accelerazione di picco in funzione della distanza, riportati in scala bilogarithmici.

Le equazioni delle suddette curve di attenuazione sono state determinate utilizzando una legge di potenza del tipo

$$a = k \cdot D^{-n} \quad (5.12)$$

dove k ed n sono i coefficienti determinabili da un'analisi statistica, D è la distanza (m) ed a è il valore dell'accelerazione di picco (m/s^2).

I dati riportati in Tab. 5.9, mostrano dei coefficienti di correlazione R^2 compresi tra 0,774 e 0,970.

Direzione	Tassello Fisher			Tassello Berner		
	k	n	R^2	k	N	R^2
T	1001,078	3,50	0,970	287,939	2,991	0,943
L	583,207	2,790	0,996	500,65	2,818	0,911
V	18,319	1,550	0,774	63,527	2,299	0,917

Tab. 5.9 – Coefficienti n e k della curva di attenuazione e corrispondente coefficiente di correlazione R^2 .

Questi risultati però devono essere considerati indicativi, soprattutto lungo la direzione verticale e longitudinale, dove la disponibilità dei dati è minore.

5.4.2.2. Analisi dei risultati nel dominio della frequenza

La risposta dei tasselli nel dominio della frequenza è stata ottenuta con una elaborazione del segnale successiva all'acquisizione, applicando l'algoritmo di Fourier (FFT). Durante l'analisi delle componenti in frequenza si è prestata molta attenzione fino alla frequenza di 400 Hz, in quanto sono le frequenze principali di un fenomeno impulsivo. Alcuni esempi di spettri sono stati riportati nelle Figg. 5.52 ÷ 5.60.

Lungo la direzione trasversale, confrontando gli spettri ottenuti dai diversi tasselli ad espansione (Figg. 5.52 ÷ 5.54), le risposte sono abbastanza simili fino a 300 Hz. Per quanto riguarda il tassello Fisher TA M, la frequenza di picco è evidente a 1560 Hz alla distanza di 2,00 m, diventa 910 Hz alla distanza di 4,00 m, pari a 50 Hz alla distanza di 8,00 m e 42 Hz alla distanza di 16,00 m. Gli spettri ottenuti dal tassello Berner Brass Fix, invece, manifestano un picco alla frequenza di 1600 Hz alla distanza di 4,00 m e vale già 42 Hz circa alla distanza di 8,00 m e di 16,00 m. Le frequenze dominanti degli spettri dei due tasselli diminuiscono all'aumentare della distanza, diminuendo da 1560 Hz a 42 Hz nel caso del tassello Fisher TA M e da 1600 Hz a 42 Hz per il tassello Berner Brass Fix. Si nota inoltre che alla distanza di 16,00 m le frequenze di picco individuate da entrambi i supporti sono coincidenti.

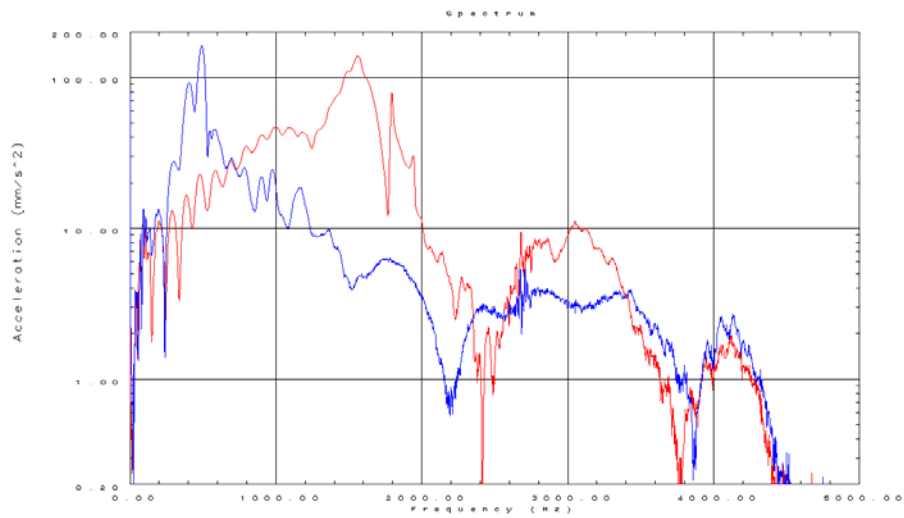


Fig. 5.52 – Regrazioni nel dominio della frequenza ottenute alla distanza di 2,00 m lungo la direzione trasversale utilizzando i tasselli ad espansione Fisher TA M (linea rosso) e Berner Brass Fix (linea blu).

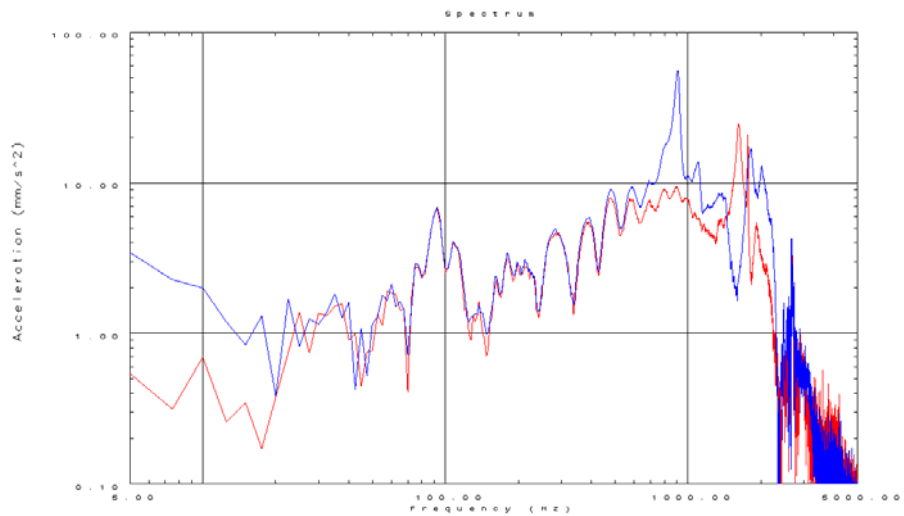


Fig. 5.53 – Regrazioni nel dominio della frequenza ottenute alla distanza di 4,00 m lungo la direzione trasversale utilizzando i tasselli ad espansione Fisher TA M (linea blu) e Berner Brass Fix (linea rosso).

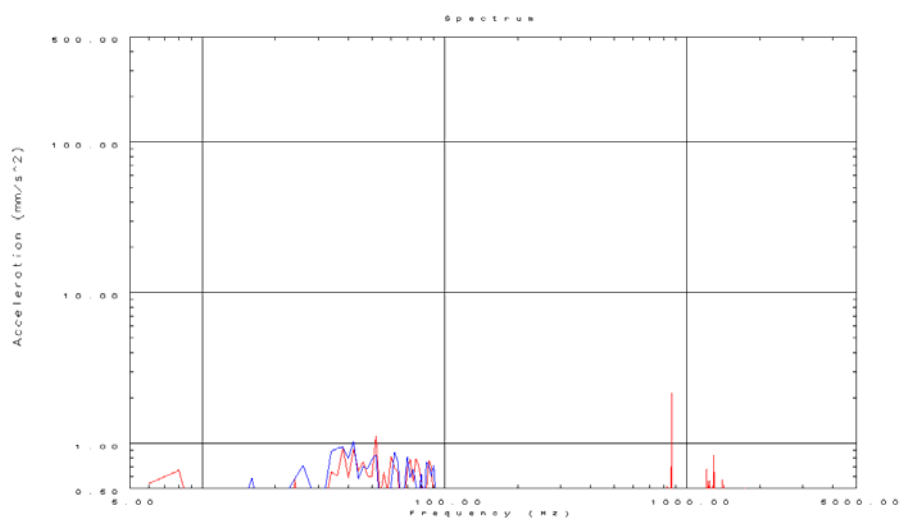


Fig. 5.54 – Regrazioni nel dominio della frequenza ottenute alla distanza di 16,00 m lungo la direzione trasversale utilizzando i tasselli ad espansione Fisher TA M (linea rosso) e Berner Brass Fix (linea blu).

Lungo la direzione longitudinale (Figg. 5.55 ÷ 5.57), gli spettri del tassello Fisher TA M mostrano due picchi alle frequenze a circa 1370 Hz e 48 Hz rispettivamente alla distanza di 2,00 m e 8,00 m; le FFT del tassello Berner Brass Fix invece evidenziano frequenze dominanti a 1700 Hz alla distanza di 4,00 m, 48 Hz a 8,00 m e 32 Hz a 16,00 m. In particolare, gli andamenti degli spettri sono diversi a 2,00 m, ma molto simili già alla distanza di 8,00 m, dove i tasselli cominciano manifestare comportamenti molto simili e frequenze di picco coincidenti.

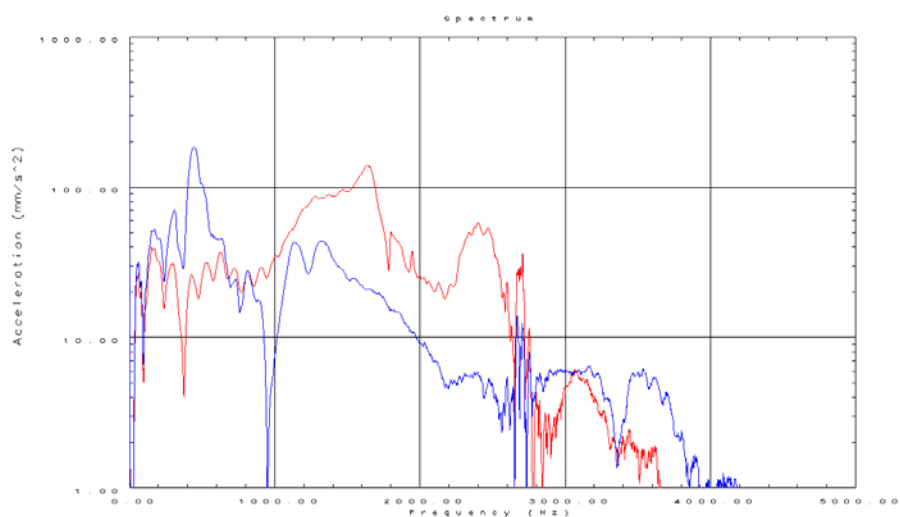


Fig. 5.55 – Regrazioni nel dominio della frequenza ottenute alla distanza di 2,00 m lungo la direzione longitudinale utilizzando i tasselli ad espansione Fisher TA M (linea rosso) e Berner Brass Fix (linea blu).

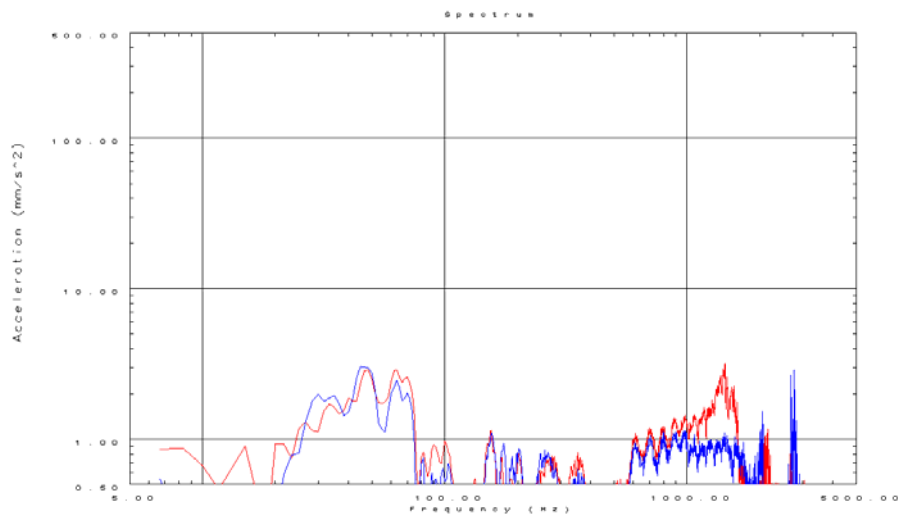


Fig. 5.56 – RegISTRAZIONI nel dominio della frequenza ottenute alla distanza di 8,00 m lungo la direzione longitudinale utilizzando i tasselli ad espansione Fisher TA M (linea rosso) e Berner Brass Fix (linea blu).

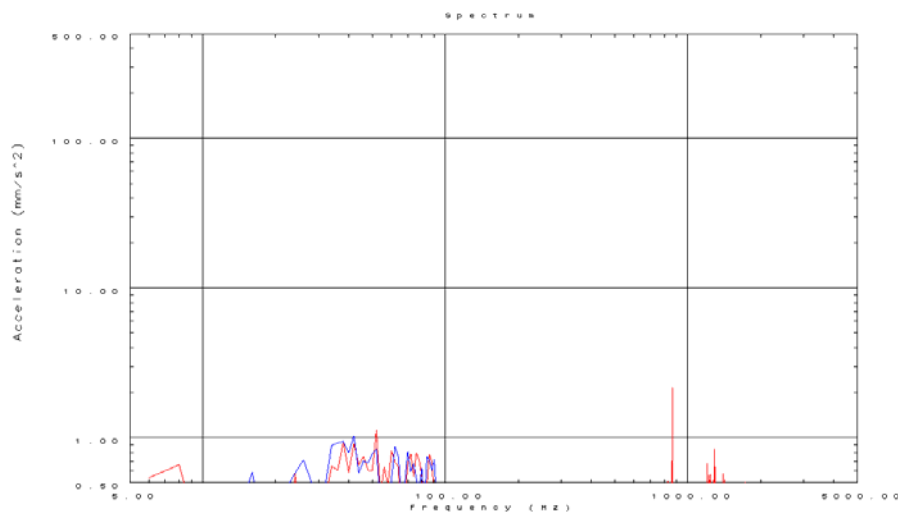


Fig. 5.57 – RegISTRAZIONI nel dominio della frequenza ottenute alla distanza di 16,00 m lungo la direzione longitudinale utilizzando i tasselli ad espansione Fisher TA M (linea rosso) e Berner Brass Fix (linea blu).

Lungo la direzione verticale, gli andamenti degli spettri dei diversi supporti sono simili ed individuano gli stessi picchi di frequenza fino alla frequenza di 300 Hz (Figg. 5.58 ÷ 5.60); le frequenze dominanti individuate si manifestano per entrambi i tasselli a 400 Hz alla distanza di 4,00 m, a 40 Hz alla distanza di 6,00 m e 8,00 m, a circa 41 Hz alla distanza di 12,00 m e si attestano in un range di 30 ÷ 50 Hz alla distanza di 16,00 m. Si nota, inoltre, che le frequenze dominanti si attenuano già alla distanza di 6,00 m (40 Hz) e si mantengono attorno al valore di 30 ÷ 41 Hz all'aumentare della distanza.

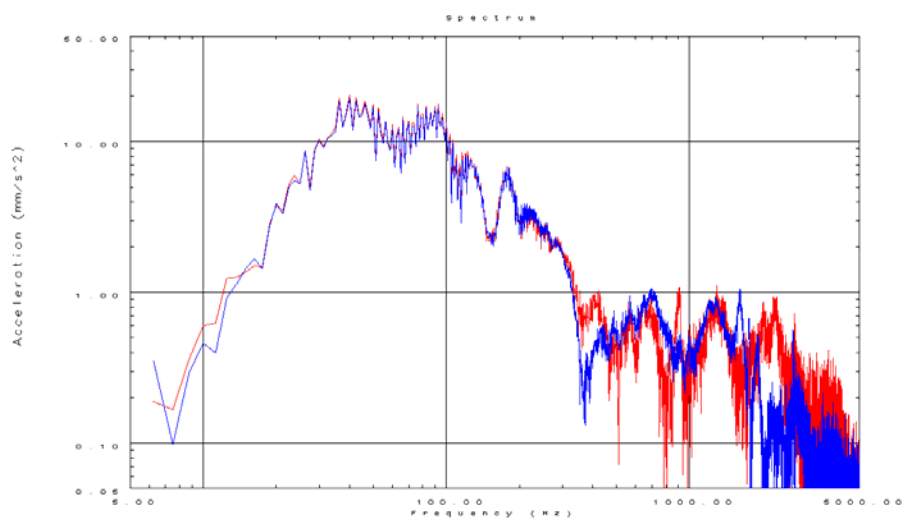


Fig. 5.58 – Regrazioni nel dominio della frequenza ottenute alla distanza di 4,00 m lungo la direzione verticale utilizzando i tasselli ad espansione Fisher TA M (linea rosso) e Berner Brass Fix (linea blu).

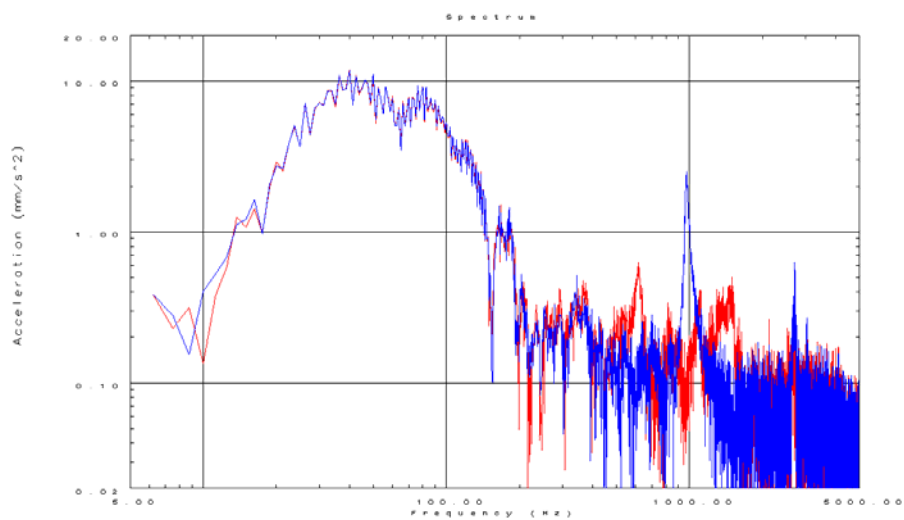


Fig. 5.59 – Regrazioni nel dominio della frequenza ottenute alla distanza di 6,00 m lungo la direzione verticale utilizzando i tasselli ad espansione Fisher TA M (linea rosso) e Berner Brass Fix (linea blu).

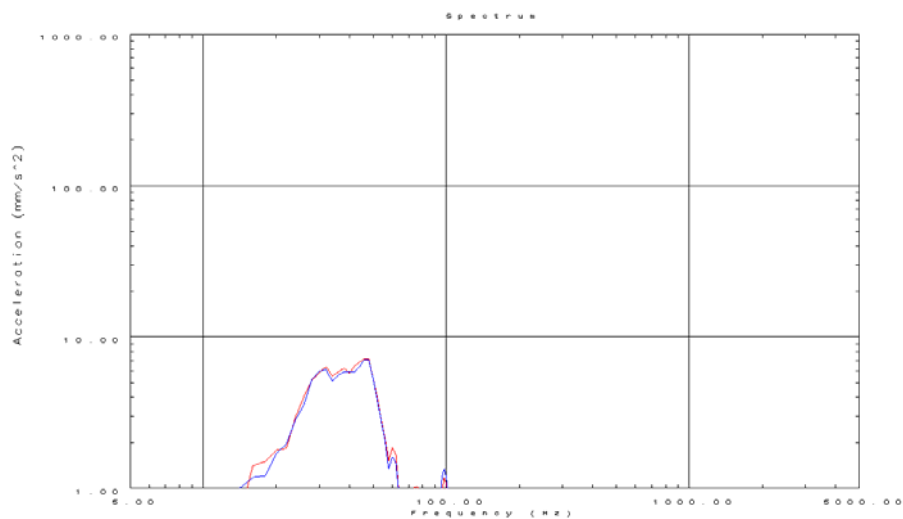


Fig. 5.60 – RegISTRAZIONI nel dominio della frequenza ottenute alla distanza di 16,00 m lungo la direzione verticale utilizzando i tasselli ad espansione Fisher TA M (linea rosso) e Berner Brass Fix (linea blu).

In conclusione, gli spettri ottenuti dall'algoritmo di Fourier sono molto simili fino alla frequenza di 300 Hz lungo le tre direzioni di misura, oltre i quali, lungo la direzione trasversale e longitudinale, i diversi tasselli manifestano andamenti e frequenze di picco diverse, mentre lungo la direzione verticale le FFT sono simili evidenziando frequenze di picco coincidenti.

Un'anomalia però si è osservata per il supporto Berner Brass Fix alla distanza di 2,00 m dove la frequenza di picco si è manifestata a basse frequenze, probabilmente a causa della bassa efficienza di montaggio del tassello a 2,00 m, dove, durante la fase di montaggio, si sono incontrati alcuni problemi operativi.

5.4.3. Montaggio con supporti rigidi cilindrici

Due campagne di misure sono state eseguite per stimare l'influenza dei supporti in alluminio e bronzo sui livelli di vibrazione in termini di accelerazione. Le misure sono state condotte sull'asfalto del piazzale limitrofo al laboratorio DICMA, alloggiando i supporti lungo due linee di misura alle distanze di 2,00 m, 4,00 m, 6,00 m, 8,00 m, 10,00 m, 12,00 m, 16,00 m e 20,00 m dalla sorgente impulsiva (Fig. 5.61).

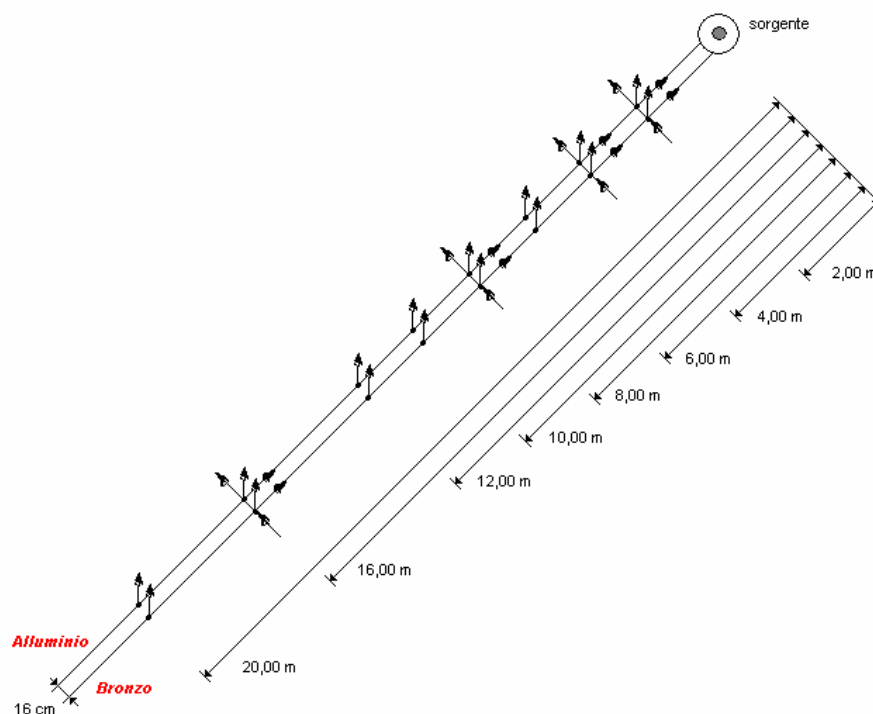


Fig. 5.61 – Posizione dei supporti rigidi ed orientamento degli assi dei trasduttori.

La catena di misura adottata è stata completata utilizzando quattro accelerometri triassiali e quattro monoassiali, ancorati ai supporti rigidi tramite bullone con filettatura modificata, collocando i supporti in alluminio a destra ed in bronzo a sinistra al punto d'impatto.

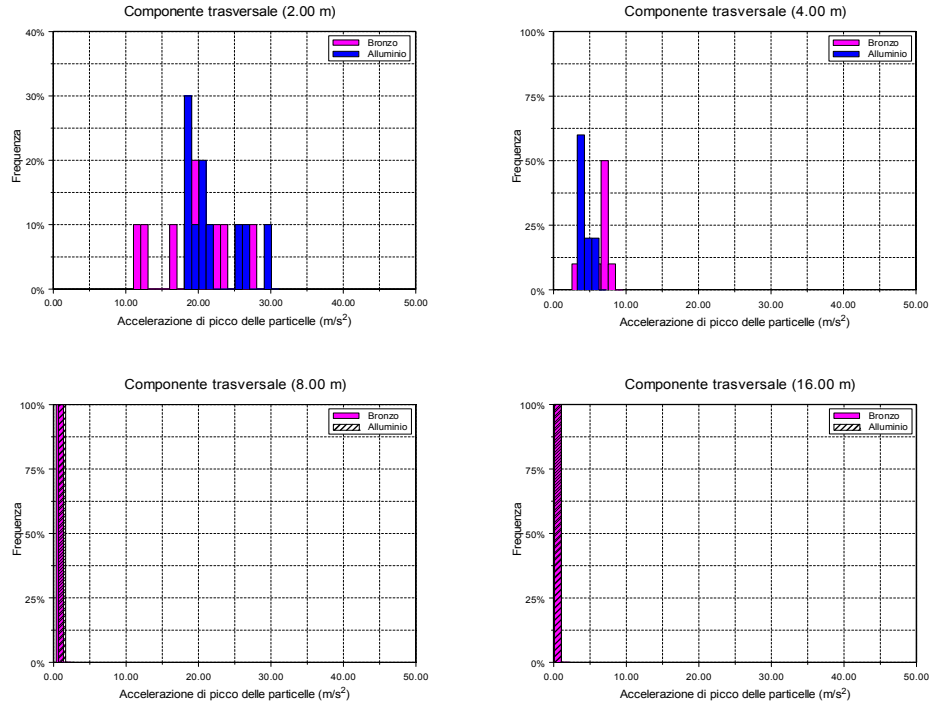
Sono state condotte due set di prove sperimentali comprendenti ognuna una decina di registrazioni. La prima ha previsto il posizionamento dei sensori alle distanze di 2,00 m, 4,00 m, 6,00 m e 10,00 m; durante la seconda, i ricevitori sono stati collocati alle distanze di 8,00 m, 12,00 m, 16,00 m e 20,00 m. Le registrazioni alla distanza di 2,00 m e 8,00 m ottenute dai trasduttori montati sul supporto in bronzo lungo la direzione longitudinale e quelle ottenute dai sensori accoppiati ai supporti in alluminio lungo la direzione verticale si sono dimostrate non corrette, perciò sono state trascurate durante le elaborazioni. Inoltre, i segnali ottenuti alla distanza di 20,00 m sono stati tralasciati, resi inaffidabili dalla presenza di un elevato rumore esterno nelle registrazioni.

5.4.3.1. Analisi dei risultati nel dominio del tempo

I risultati delle prove sono stati riportati in istogrammi (Figg. 5.62 e 5.63), dove si osserva un'elevata dispersione dei dati lungo la direzione verticale alla distanza di 2,00 m. A conferma, sono stati calcolati i valori del coefficiente di variazione che evidenziano valori fino al 27% lungo la direzione trasversale alla distanza di 2,00 m, anche se i valori maggiori sono stati raggiunti alla distanza di 12,00 m e 16,00 m rispettivamente lungo la direzione verticale e longitudinale per entrambi i supporti rigidi (Tab. 5.10). Successivamente, è stato calcolato il parametro R, come rapporto tra i valori medi di accelerazione di picco registrati utilizzando il supporto in alluminio e quelli ottenuti con il supporto in bronzo (Tab. 5.11). I valori del parametro R mostrano che, a piccole distanze (2,00 m e 4,00 m), varia in un intervallo compreso tra 0,71 e 1,13, evidenziando una similarità tra i valori medi ottenuti da entrambi i supporti rigidi. Dalla distanza di 6,00 m a 12,00 m, i livelli di vibrazione ottenuti con il supporto rigido in alluminio è sempre maggiore di quello del supporto in bronzo; al contrario, all'aumentare della distanza, diventano maggiori le accelerazioni medie di picco registrate con il supporto in bronzo.

Osservando i time histories delle Figg. 5.64 ÷ 5.70, si osserva che i sismogrammi registrati sono molto simili tra loro fino alla distanza di 8,00 m; in particolare, i segnali ottenuti lungo la direzione di misura trasversale evidenzia minore smorzamento rispetto a quelli lungo la direzione longitudinale e verticale.

COMPONENTE TRASVERSALE



COMPONENTE LONGITUDINALE

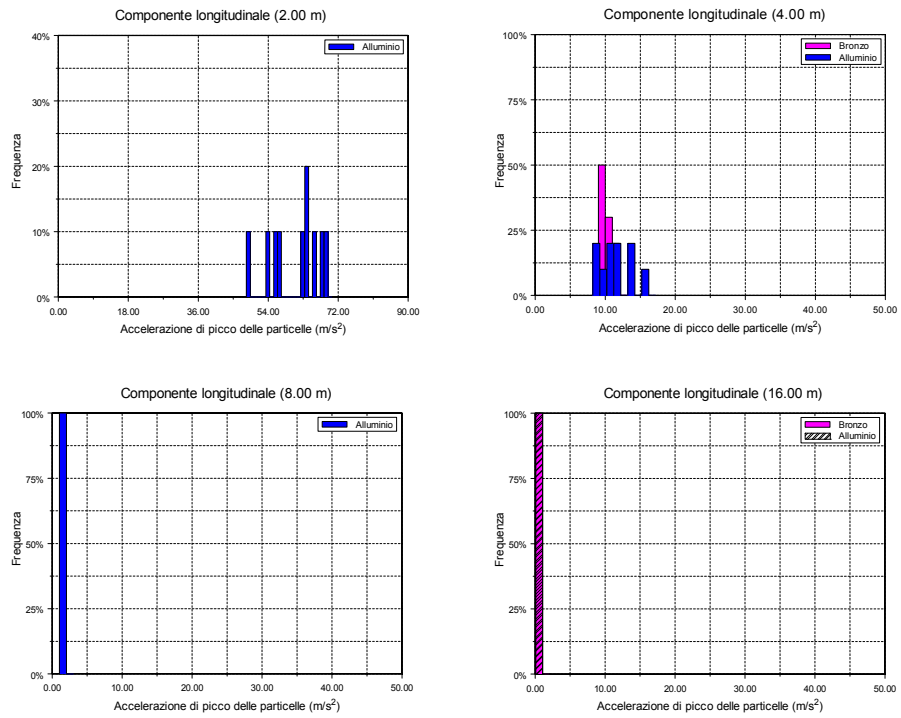


Fig. 5.62 – Valori di accelerazione lungo la direzione trasversale e longitudinale.

COMPONENTE VERTICALE

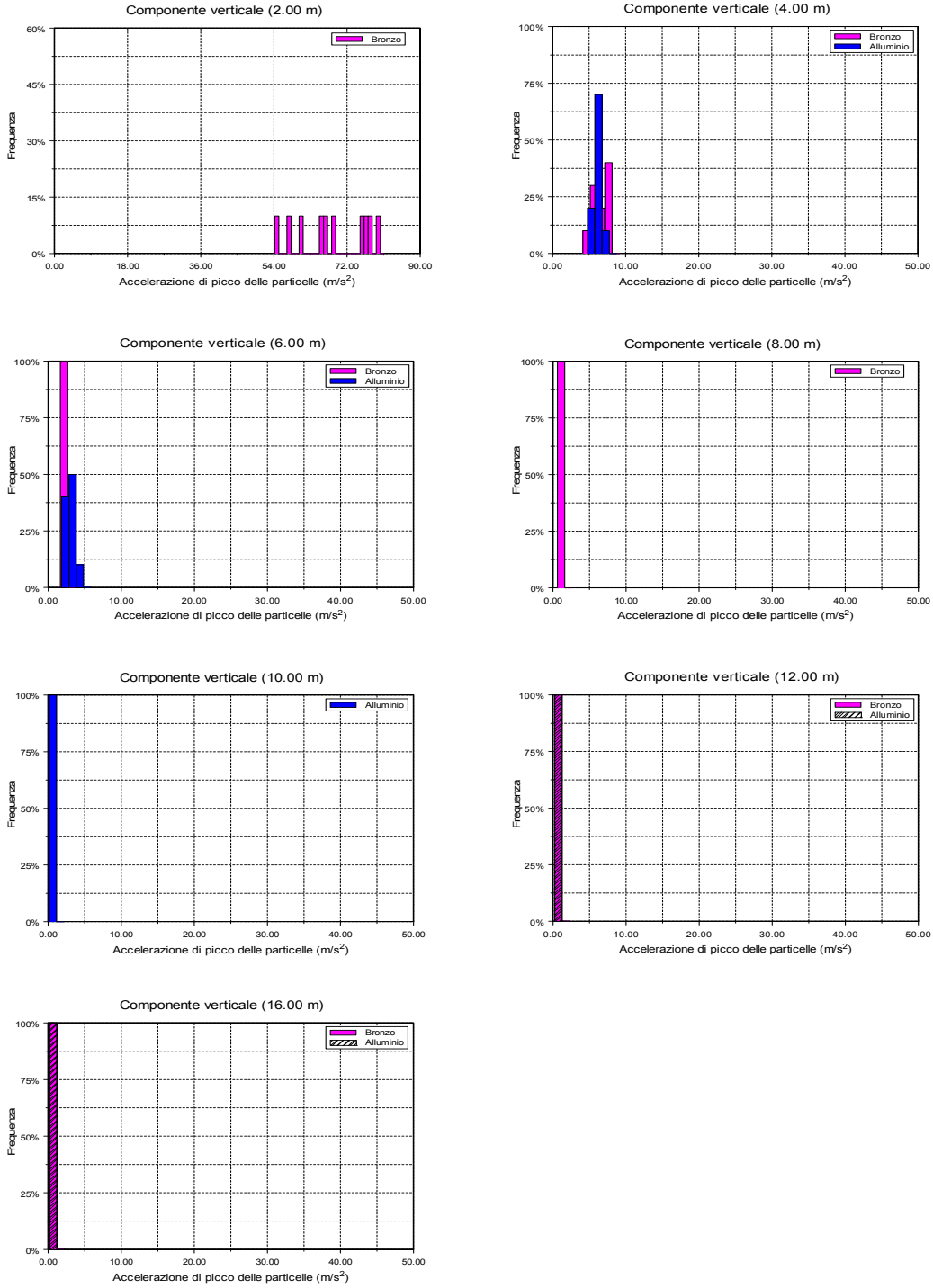


Fig. 5.63 – Valori di accelerazione di picco delle particelle lungo la direzione verticale.

		Supporto in bronzo			Supporto in alluminio		
<i>D (m)</i>	<i>Componente</i>	<i>n</i>	<i>m (m/s²)</i>	<i>v (%)</i>	<i>n</i>	<i>m (m/s²)</i>	<i>v (%)</i>
2,00	V	10	68,48	13	10	-----	-----
2,00	L	10	-----	-----	10	60,85	11
2,00	T	10	19,58	27	10	21,94	18
4,00	V	10	6,70	19	10	6,04	10
4,00	L	10	10,16	9	10	11,44	21
4,00	T	10	6,19	27	10	4,41	16
6,00	V	10	1,77	7	10	2,90	25
8,00	V	10	0,72	35	10	-----	-----
8,00	L	10	-----	-----	10	1,47	19
8,00	T	10	0,61	20	10	0,96	17
10,00	V	10	-----	-----	10	0,62	2
12,00	V	10	0,48	77	10	0,29	40
16,00	V	10	0,20	5	10	0,19	6
16,00	L	10	0,15	92	10	0,08	24
16,00	T	10	0,08	11	10	0,05	10

D: distanza (m);
n: numero delle misure;
m: valore medio di accelerazione di picco (m/s²);
v: coefficiente di variazione (%).

Tab. 5.10 – Coefficiente di variazione e valori medi dell'accelerazione di picco

R	Componente	Distanza (m)
-----	V	2,00
-----	L	2,00
1,12	T	2,00
0,90	V	4,00
1,13	L	4,00
0,71	T	4,00
1,64	V	6,00
-----	V	8,00
-----	L	8,00
1,57	T	8,00
-----	V	10,00
1,35	V	12,00
0,95	V	16,00
0,51	L	16,00
0,68	T	16,00

Tab. 5.11 – Valori del rapporto R tra i valori medi ottenuti con il supporto in alluminio e con il supporto in bronzo.

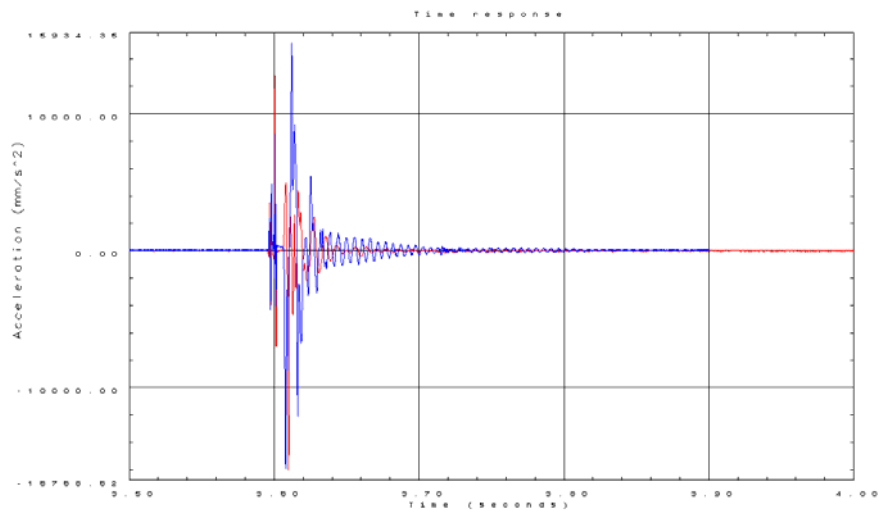


Fig. 5.64 – RegISTRAZIONI nel dominio del tempo ottenute alla distanza di 2,00 m lungo la direzione trasversale utilizzando il supporto in alluminio (linea blu) ed il supporto in bronzo (linea rossa).

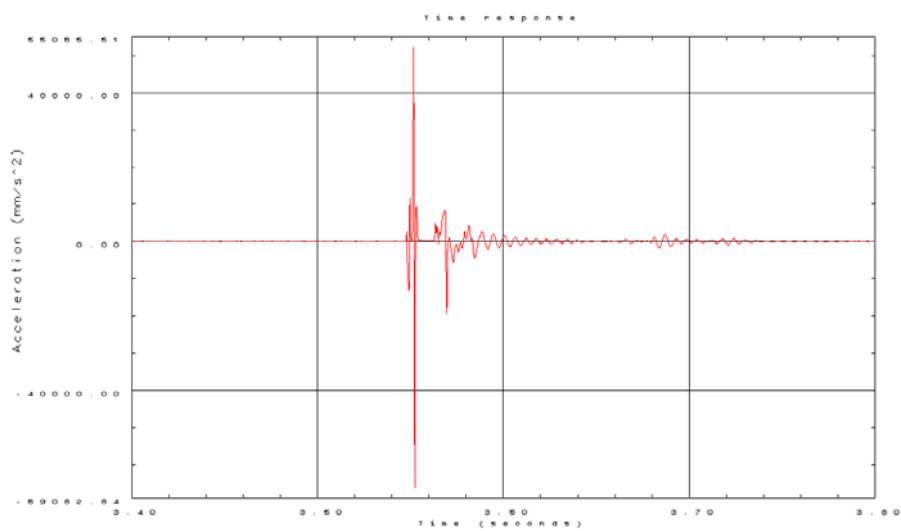


Fig. 5.65 – RegISTRAZIONE nel dominio del tempo ottenuta alla distanza di 2,00 m lungo la direzione longitudinale utilizzando il supporto in alluminio.

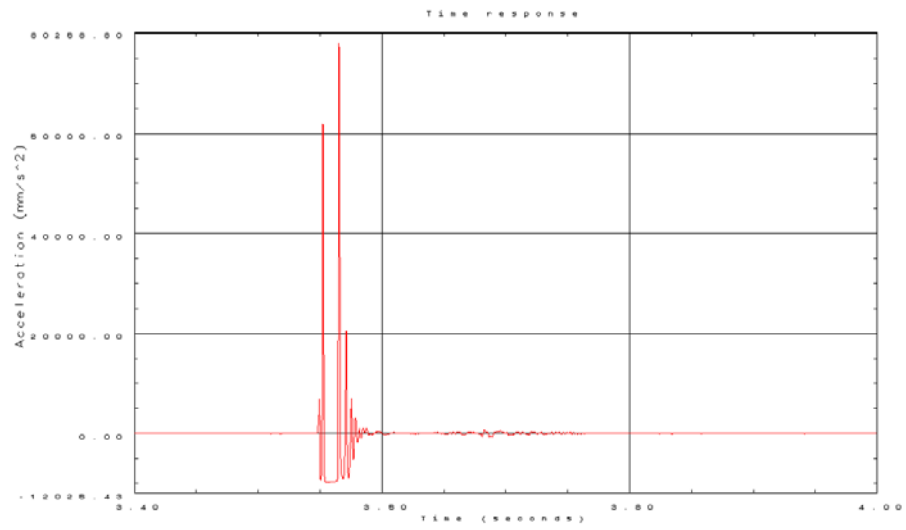


Fig. 6.66 – Registrazione dominio del tempo ottenuta alla distanza di 2,00 m lungo la direzione verticale utilizzando il supporto in bronzo.

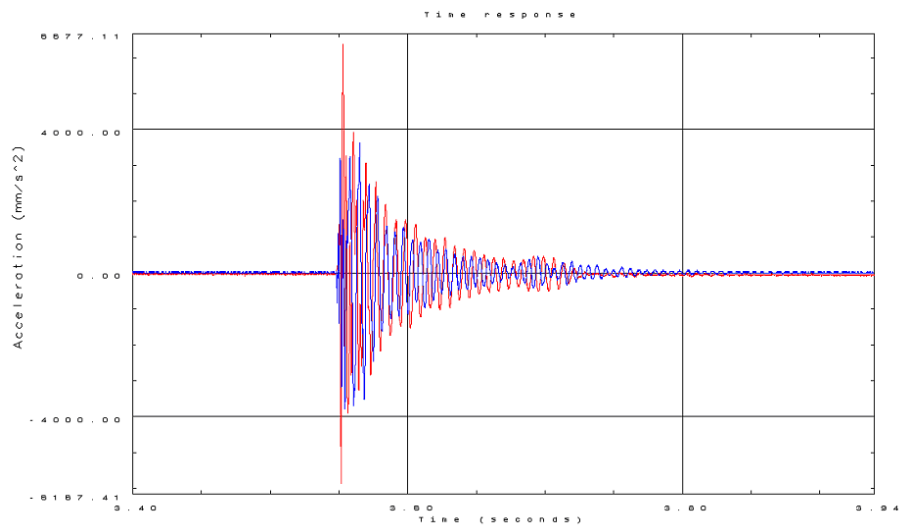


Fig. 5.67 – Registrazioni nel dominio del tempo ottenute alla distanza di 4,00 m lungo la direzione trasversale utilizzando il supporto in alluminio (linea blu) ed il supporto in bronzo (linea rossa).

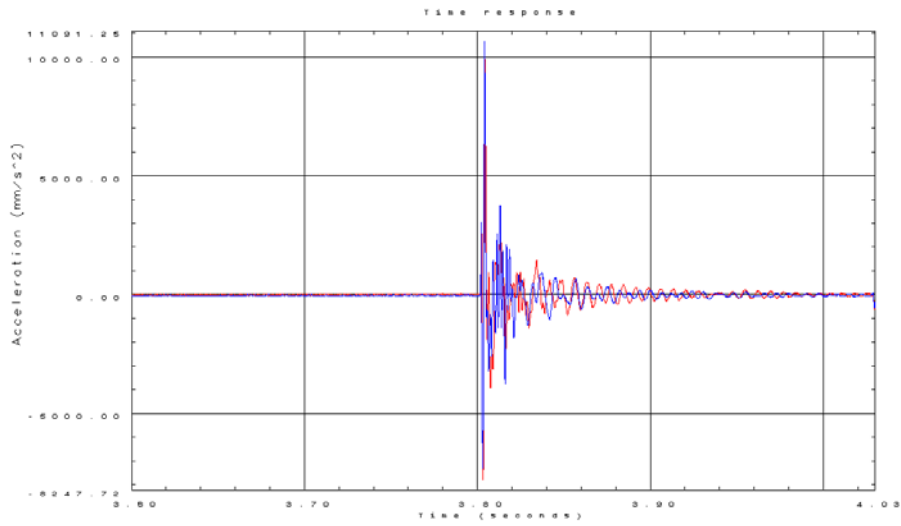


Fig. 5.68 – Regrazioni nel dominio del tempo ottenute alla distanza di 4,00 m lungo la direzione longitudinale utilizzando il supporto in alluminio (linea blu) ed il supporto in bronzo (linea rossa).

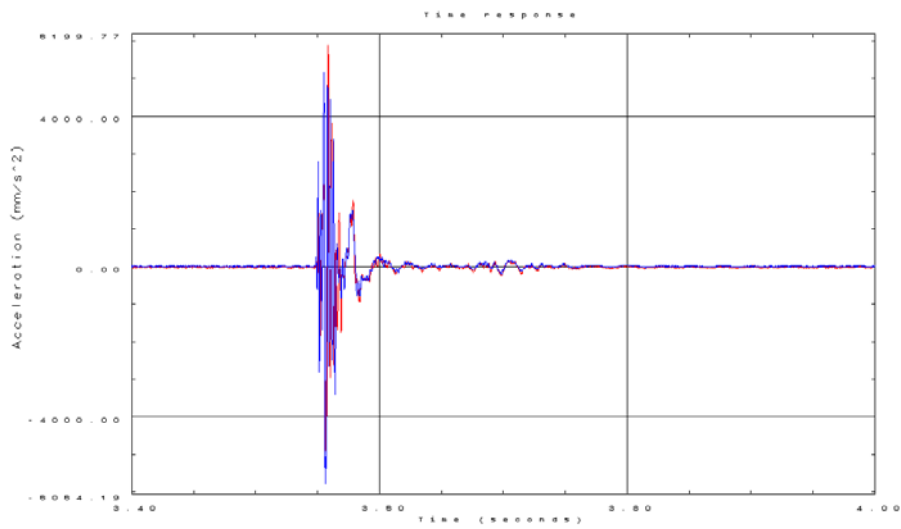


Fig. 5.69 – Regrazioni nel dominio del tempo ottenute a 4,00 m lungo la direzione verticale utilizzando il supporto in alluminio (linea blu) ed il supporto in bronzo (linea rossa).

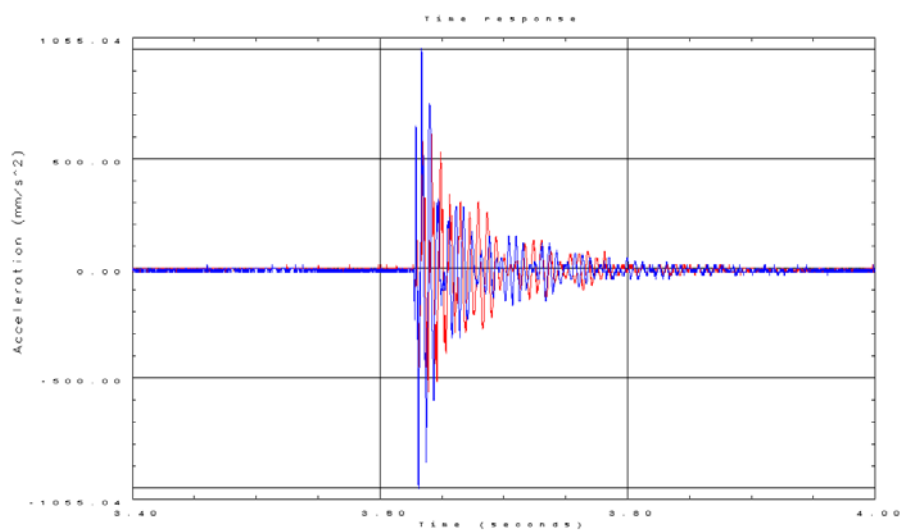


Fig. 5.70 – Regrazioni nel dominio del tempo ottenute a 8,00 m lungo la direzione trasversale utilizzando il supporto in alluminio (linea blu) ed il supporto in bronzo (linea rossa).

Per valutare l'attenuazione dei valori di accelerazione di picco registrati, sono stati riportati i risultati ottenuti con i diversi supporti in funzione della distanza (Fig. 5.71), dove si nota la buona correlazione esistente con la legge (5.12), i cui coefficienti di correlazione R^2 sono molto alti. In particolare, le rette ottenute dai due tipi di supporti sono quasi coincidenti lungo le tre direzioni di misura, anche se i livelli di vibrazione ottenuti utilizzando il supporto in bronzo sono leggermente maggiori.

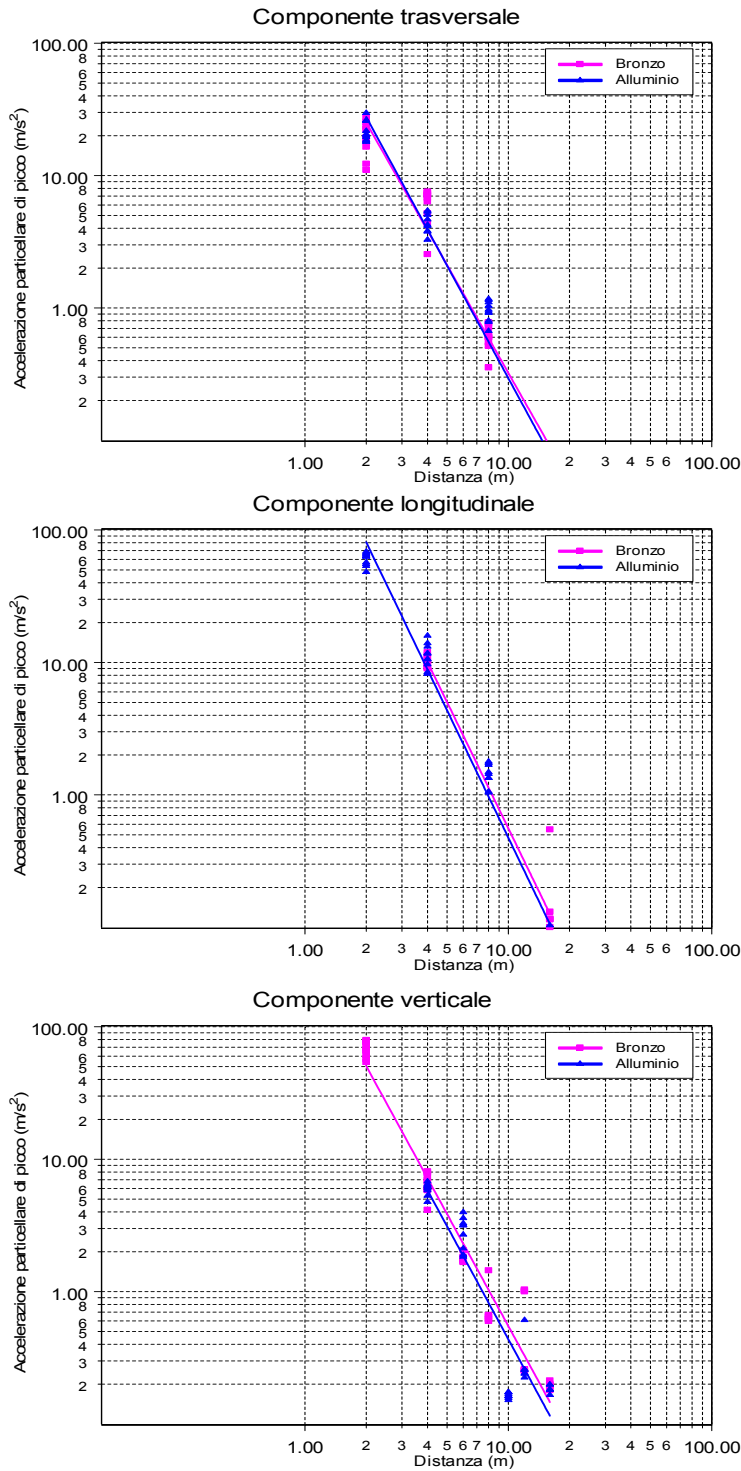


Fig. 5.71 – Valori dell'accelerazione di picco registrati in funzione della distanza (in scala bi-logaritmica).

A conferma di quanto affermato, le equazioni delle curve di attenuazione sono riportate in Tab. 5.12, dove il coefficiente di correlazione R^2 risulta sempre molto alto e varia tra 0,867 e 0,977. Le curve sono delle leggi di potenza che seguono equazioni del tipo

$$a = k \cdot D^{-n} \quad (5.12)$$

dove k ed n sono i coefficienti determinabili da un'analisi statistica, D è la distanza (m) ed a è il valore dell'accelerazione di picco (m/s^2).

Direzione	Supporto in alluminio			Supporto in bronzo		
	k	n	R^2	k	n	R^2
T	196,809	2,826	0,970	164,543	2,708	0,971
L	740,187	3,193	0,977	809,439	3,161	0,974
V	296,56	2,832	0,867	354,516	2,810	0,959

Tab. 5.12 – Coefficienti n e k della curva di attenuazione con coefficiente di correlazione R^2 .

5.4.3.2. Analisi dei risultati nel dominio della frequenza

La risposta nel dominio della frequenza di ogni misura è stata ottenuta con una elaborazione del segnale successiva all'acquisizione, applicando l'algoritmo di Fourier (FFT). Durante l'analisi delle componenti in frequenza si è prestata molta attenzione fino alla frequenza di 400 Hz.

Lungo la direzione trasversale, gli spettri ottenuti dalle risposte dei supporti in alluminio evidenziano una frequenza di picco pari a 180 Hz alla distanza di 2,00 m che diminuisce fino alla frequenza pari a 160 Hz alla distanza di 4,00 m; a distanze maggiori (da 8,00 m a 16,00 m), la frequenza dominante si aggira sempre attorno a 200 Hz. Analogo comportamento è visibile negli spettri del supporto in bronzo, che manifestano frequenze di picco che diminuiscono all'aumentare della distanza partendo da una frequenza di 180 Hz alla distanza di 2,00 m, a 140 Hz alla distanza di 4,00 m, per raggiungere valori di 146 Hz e 133 Hz rispettivamente alle distanze di 8,00 m e 16,00 m.

Lungo la direzione trasversale, confrontando gli spettri dei diversi supporti rigidi, si osserva che sono simili solo fino alla frequenza di 200 Hz (Figg. 5.72 ÷ 5.74). È da notare che a 2,00 m e 4,00 m i supporti si comportano in modo molto simile, mentre a distanza maggiori cominciano a manifestarsi diversità che aumentano con la distanza.

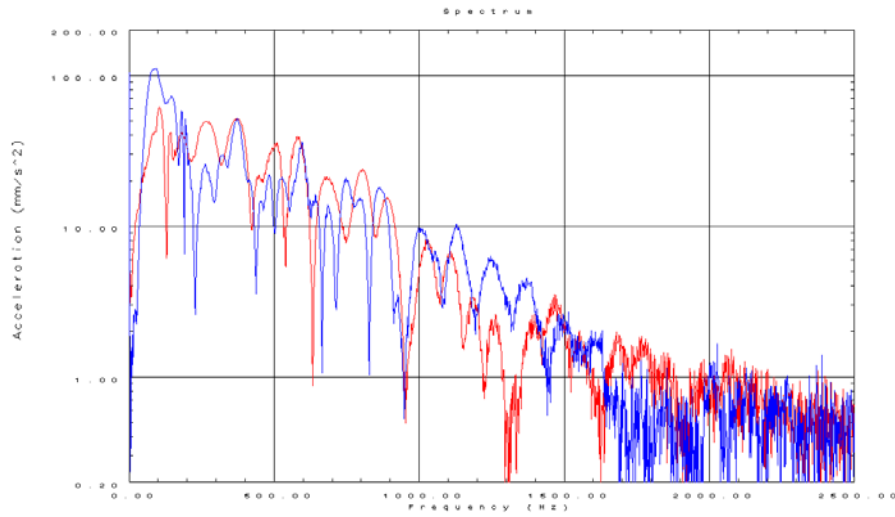


Fig. 5.72 – Regrazioni nel dominio della frequenza ottenute alla distanza di 2,00 m lungo la direzione trasversale utilizzando il supporto in alluminio (linea blu) ed il supporto in bronzo (linea rossa).

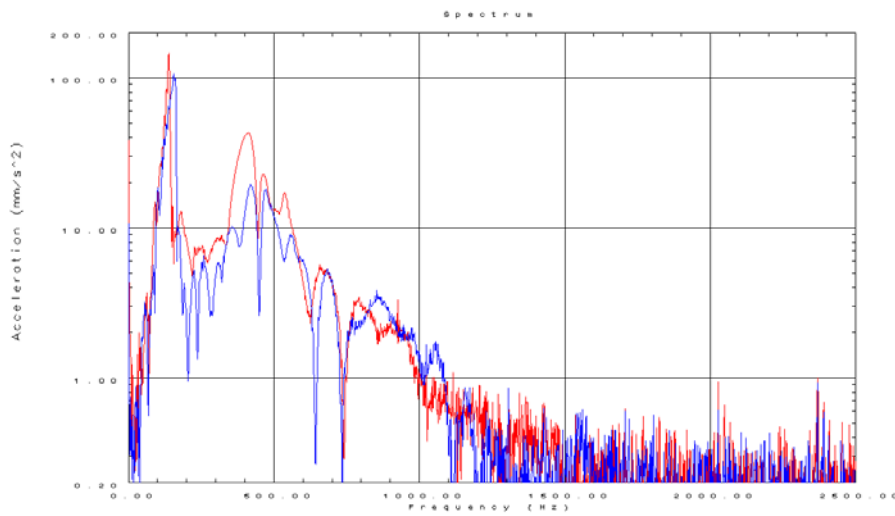


Fig. 5.73 – Regrazioni nel dominio della frequenza ottenute a 4,00 m lungo la direzione trasversale utilizzando il supporto in alluminio (linea blu) ed il supporto in bronzo (linea rossa).

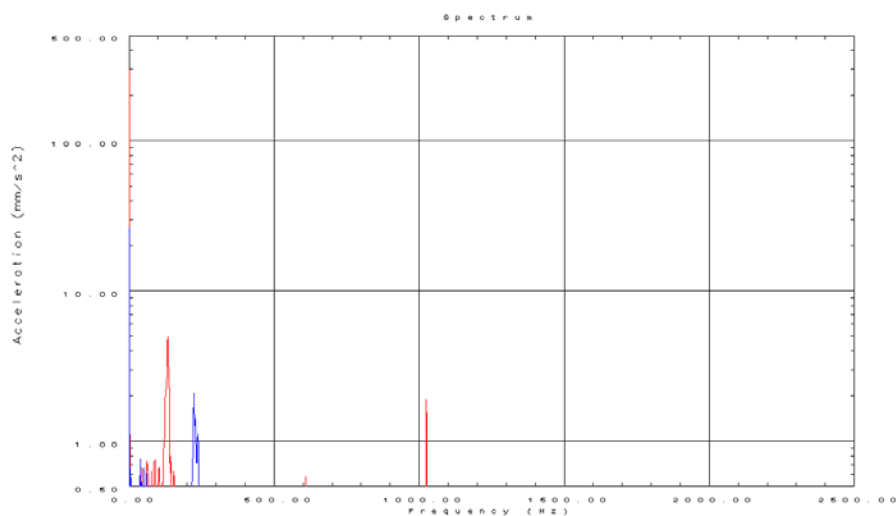


Fig. 5.74 – Regrazioni nel dominio della frequenza ottenute a 16,00 m lungo la direzione trasversale utilizzando il supporto in alluminio (linea blu) ed il supporto in bronzo (linea rossa).

Lungo la direzione longitudinale (Figg. 5.75 e 5.76), le risposte dei supporti in alluminio mostrano delle frequenze di picco attorno a 200 Hz alle distanze di 2,00 m e 4,00 m, che diminuisce fino a 146 Hz alla distanza di 8,00 m e circa 200 Hz alla distanza di 16,00 m. Per quanto riguarda i supporti in bronzo, le frequenze dominanti risultano pari a 120 Hz alla distanza di 4,00 m e 160 Hz alla distanza di 16,00 m. Anche lungo la direzione longitudinale, gli spettri ottenuti dai diversi supporti sono simili solo fino ad una frequenza pari a 200 Hz.

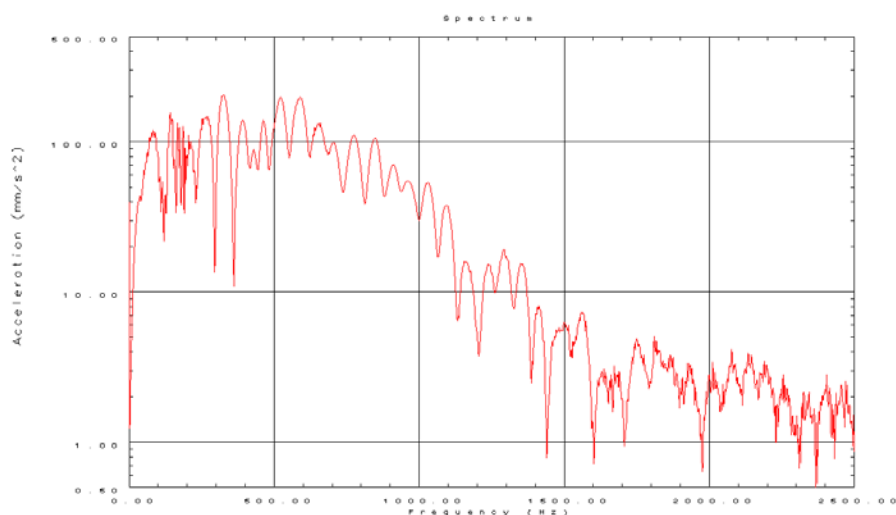


Fig. 5.75 – Regrazione nel dominio della frequenza ottenuta a 2,00 m lungo la direzione longitudinale utilizzando il supporto in alluminio.

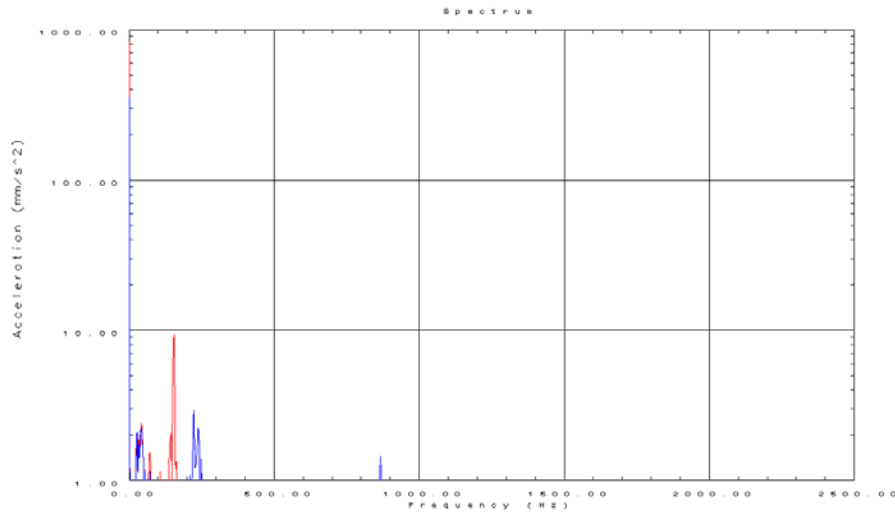


Fig. 5.76 – Regrazioni nel dominio della frequenza ottenute a 16,00 m lungo la direzione longitudinale utilizzando il supporto in alluminio (linea blu) ed il supporto in bronzo (linea rossa).

Lungo la direzione verticale, gli spettri ricavati dalle risposte dei diversi supporti rigidi, diventano molto simili tra loro soprattutto a maggiori distanze; infatti, alla distanza di 2,00 m la frequenza dominante di 240 Hz individuata dal supporto in bronzo diventa già pari a 50 Hz alla distanza di 4,00 m e 6,00 m, dove anche le risposte del supporto in alluminio mostrano un picco alla frequenza attorno a 50 Hz. Alle distanze di 8,00 m, 10,00 m, 12,00 m e 16,00 m, entrambi i supporti rigidi hanno permesso di determinare degli spettri caratterizzati da un picco a 40 Hz.

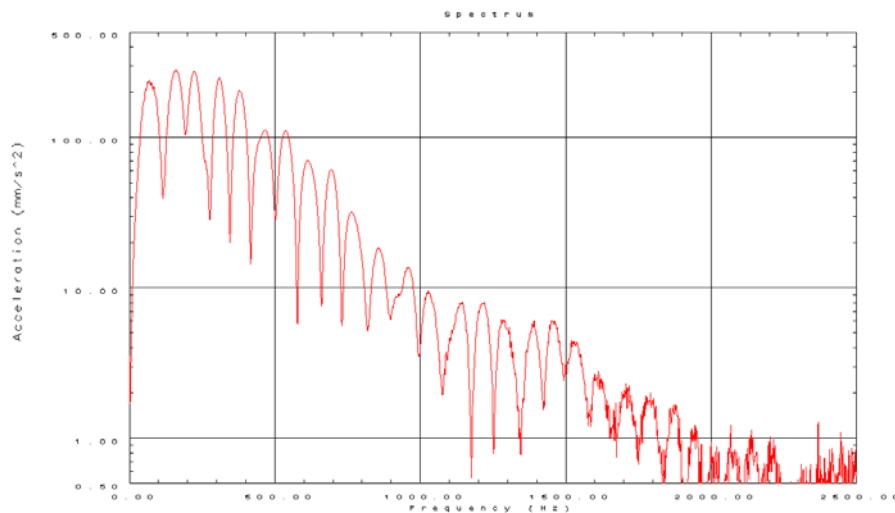
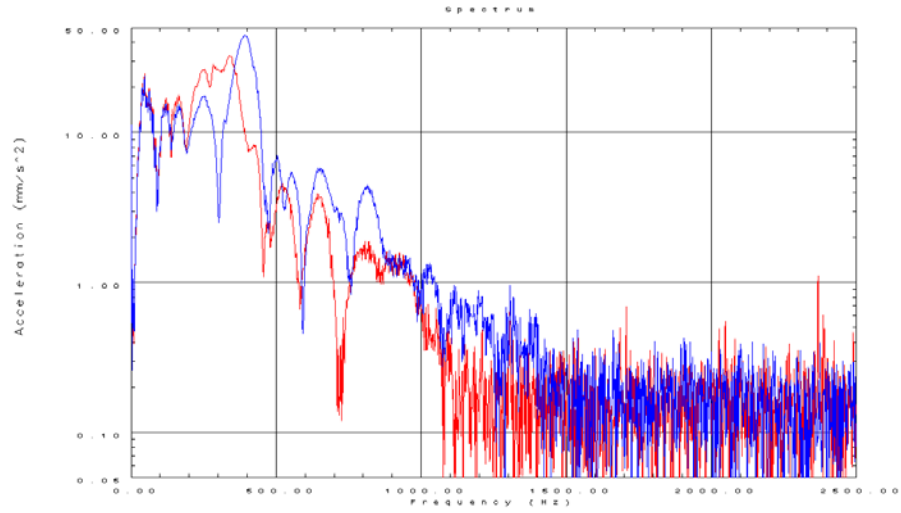


Fig. 5.77 – Regrazione nel dominio della frequenza ottenuta a 2,00 m lungo la direzione verticale utilizzando il supporto in bronzo.



5.78 – Regrazioni nel dominio della frequenza ottenute a 4,00 m lungo la direzione verticale utilizzando il supporto in alluminio (linea blu) ed il supporto in bronzo (linea rossa).

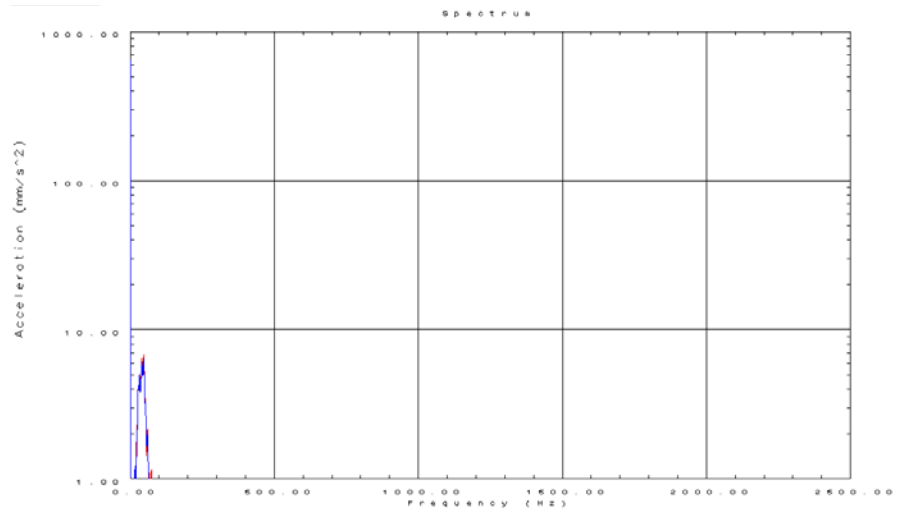


Fig. 5.79 – Regrazioni nel dominio del tempo ottenute a 16,00 m lungo la direzione verticale utilizzando il supporto in alluminio (linea blu) ed il supporto in bronzo (linea rossa).

CAPITOLO 6

CONCLUSIONI

In questo elaborato sono stati descritti i risultati e le metodologie più adatti al corretto monitoraggio dei fenomeni vibratorii indotti da eventi transienti.

Le sperimentazioni condotte negli anni precedenti e le normative vigenti in materia di sismicità permettono di caratterizzare ed individuare i valori limite di soglia oltre i quali esiste la possibilità di indurre danno ad opere, quali abitazioni, gallerie, ponti, strade, ecc. Perciò, diventa fondamentale eseguire misure di vibrazioni ripetibili ed affidabili per diminuire la dispersione dei dati caratterizzante i risultati delle prove di sismicità.

A tale scopo, è necessario utilizzare una catena di misura adatta. La parte della strumentazione, che sia l'esperienza sia le normative individuano come parametro di possibile scelta arbitraria, è la tipologia del trasduttore (geofono od accelerometro) ed il metodo di accoppiamento tra il sensore e la superficie di misura.

A questo proposito, sono stati analizzati due diversi tipi di metodi di montaggio, eseguendo prove per caratterizzare la sismicità indotta da volate e demolitori, utilizzati, in generale, in aree difficili (cava, in galleria, ecc.), dove si possono presentare difficoltà nell'accoppiamento accelerometro-superfici di misura, dovendo essere efficace, solidale alla superficie di misura, il più rigido possibile, veloce nella messa in opera, poco costoso, adattabile a diverse tipologie di superfici di misura, efficiente anche in caso di ampie escursioni termiche e resistente all'abrasione ed alla corrosione.

Facendo riferimento alle indicazioni della normativa UNI ISO 5348, sono state scelte due tecniche di montaggio: tasselli ad espansione (Fisher TA M e Berner Brass Fix) e supporti cilindrici rigidi.

Utilizzando queste tecnologie, sono state condotte due campagne di misura. La prima ha indagato la sismicità a piccole distanze dalla sorgente, mentre le seconde hanno sondato i livelli di vibrazione fino alla distanza di 16,00 m.

Confrontando i risultati delle prove sperimentali sono state raggiunte alcune conclusioni, riportate nei seguenti paragrafi.

6.1. RISULTATI DELLA PRIMA CAMPAGNA DI MISURE

6.1.1. Risultati nel dominio del tempo

Per quanto riguarda i sismogrammi ottenuti utilizzando i tasselli ad espansione, si è osservato che:

- i valori medi di accelerazione registrati utilizzando il tassello Fisher TA M sono in generale maggiori;
- lungo la direzione trasversale e longitudinale, le risposte del tassello Berner Brass Fix mostrano smorzamenti minori; in particolare, lungo la direzione trasversale i tasselli Berner Brass Fix hanno manifestato il fenomeno dei battimenti;
- lungo la direzione verticale, tutti i sismogrammi hanno andamento quasi identico.

Nel caso delle risposte dei supporti rigidi in alluminio ed in bronzo si può concludere che:

- i valori di accelerazione di picco sono stati registrati sempre in corrispondenza dei trasduttori montati sul supporto in alluminio più vicini alla sorgente;
- i livelli di vibrazione dei due supporti sono diversi a breve distanza (1,50 m) ma tendono ad assumere valori simili a distanza maggiore (3,00 m);
- i sismogrammi dei supporti in alluminio presentano minore smorzamento;
- lungo la direzione trasversale, i livelli di vibrazione dei supporti in bronzo sono sostanzialmente uguali, mentre sono dimezzati lungo la direzione longitudinale;
- i supporti in bronzo ed in alluminio sembrano avere un comportamento simile a filtri passa-basso.

6.1.2. Risultati nel dominio della frequenza

I segnali registrati nel dominio della frequenza hanno manifestato le seguenti caratteristiche:

- lungo la direzione longitudinale e trasversale, le componenti in frequenza dei diversi tasselli sono molto simili fino alla frequenza di 42 Hz;

- la frequenza dominante che caratterizza gli spettri ottenuti dai trasduttori montati sul tassello Berner Brass Fix è circa 800 Hz;
- la frequenza dominante che caratterizza gli spettri ottenuti dai trasduttori montati sul tassello Fisher TA M è pari a circa 1200 Hz;
- lungo la direzione verticale, tutti gli spettri registrati hanno andamenti simili senza manifestare picchi evidenti;
- le risposte dei due tipi di tasselli sono diverse alle frequenze medio - alte, e, sapendo che le frequenze caratteristiche del piazzale di calcestruzzo prefabbricato sono basse, si può affermare che le differenze che si osservano nelle registrazioni dipendono quasi esclusivamente dal comportamento meccanico dei tasselli.

Per quanto riguarda le risposte dei diversi supporti rigidi nel dominio della frequenza, si può concludere che:

- le frequenze di picco assumono valori maggiori negli spettri associati ai supporti in alluminio;
- gli andamenti delle FFT dei supporti in alluminio ed in bronzo non subiscono importanti modifiche soprattutto a maggiori distanze, quali 2,50 m e 3,00 m.

Il diverso comportamento dei tasselli ad espansione probabilmente è causato dal diverso grado di ancoraggio dei tasselli ad espansione e dall'entità della coppia di serraggio. Il tassello Fisher TA M ha dimensioni maggiori rispetto al tassello Berner Brass Fix e sembra offrire un migliore ancoraggio per quanto riguarda un materiale abbastanza omogeneo come il calcestruzzo armato.

6.2. RISULTATI DELLA SECONDA CAMPAGNA DI MISURE

6.2.1. Risultati nel dominio del tempo

I sismogrammi ottenuti dai tasselli ad espansione a diverse distanze dalla sorgente sismica hanno evidenziato che:

- lungo le direzioni trasversali e longitudinali, i valori di accelerazione di picco mostrano una maggiore dispersione alle piccole distanze (2,00 m e 4,00 m);
- lungo la direzione verticale, i sismogrammi sono quasi identici;

- lungo la direzione longitudinale, i livelli di vibrazione del Fisher TA M sono maggiori di quelli del Berner Brass Fix;
- i livelli di vibrazione hanno lo stesso ordine di grandezza, eccetto alla distanza di 10,00 m, dove il valore medio ottenuto dal tassello Fisher TA M è 8 volte maggiore di quello del Berner Brass Fix;
- il tassello ad espansione Berner Brass Fix mostra un minore smorzamento rispetto a quelli del tassello Fisher TA M a piccole distanze dalla sorgente; mentre, all'aumentare della distanza (dalla distanza di 6,00 m), i sismogrammi tendono a coincidere.

Per quanto riguarda i segnali registrati utilizzando i supporti in bronzo ed alluminio, è stato possibile concludere che:

- lungo la direzione verticale, i valori di accelerazione di picco sono molto dispersi alla distanza di 2,00 m, mentre lungo la direzione trasversale e longitudinale la maggiore dispersione si è manifestata rispettivamente alla distanza di 12,00 m e 16,00 m;
- i livelli di vibrazione del supporto in alluminio sono maggiori dalla distanza di 6,00 m fino a 12,00 m, mentre alla distanza di 16,00 m prevalgono i valori di accelerazioni di picco registrati utilizzando il supporto in bronzo;
- le risposte di entrambi i supporti rigidi sono molto simili fino alla distanza di 8,00 m.

6.2.2. Risultati nel dominio della frequenza

Le trasformate di Fourier ottenute dalle risposte dei tasselli ad espansione evidenziano che:

- lungo la direzione trasversale, gli spettri sono simili fino a 300 Hz; in particolare, la frequenza di picco diminuisce all'aumentare della distanza partendo da valori pari a 1560 Hz (Fisher TA M) e 1600 Hz (Berner Brass Fix) fino a 42 Hz (per entrambi i supporti);
- lungo la direzione longitudinale, le frequenze di picco variano all'aumentare della distanza da circa 1370 Hz a 48 Hz per il tassello Fisher TA M e da 1700 Hz a 48 Hz nel caso del Berner Brass Fix;
- lungo la direzione verticale, le FFT sono simili fino a 300 Hz, ed entrambi i tasselli ad espansione individuano una frequenza di picco di 40 Hz circa;

Gli spettri ottenuti dall'algoritmo di Fourier sono molto simili fino alla frequenza di 300 Hz lungo le tre direzioni di misura; in particolare, alla distanza di 12,00 m e 16,00 m, i diversi tasselli individuano una frequenza di picco attorno ai 40 Hz. Alle medie – alte frequenze il comportamento dei tasselli comincia a differenziarsi soprattutto lungo la direzione trasversale e longitudinale.

Le componenti in frequenza ottenute dall'elaborazione dei segnali dei supporti cilindrici rigidi hanno mostrato che:

- lungo la direzione trasversale, gli spettri sono simili fino alla frequenza di circa 200 Hz, le frequenze di picco sono state individuate a 180 Hz alla minima distanza dall'impatto per entrambi i supporti, mentre all'aumentare della distanza i picchi si differenziano: pari a circa 200 Hz per il supporto in alluminio e pari a circa 133 Hz per il supporto in bronzo;
- lungo la direzione longitudinale, le risposte sono simili fino alla frequenza di 200 Hz; i supporti in alluminio ed in bronzo mostrano delle frequenze di picco rispettivamente attorno a 200 Hz e 120 Hz ÷ 160 Hz che si mantengono tali anche a distanze maggiori;
- lungo la direzione verticale, gli spettri sono molto simili ed individuano gli stessi picchi alle frequenze di 240 Hz, 50 Hz e 40 Hz all'aumentare della distanza.

Le due tecniche di accoppiamento hanno permesso di registrare dei livelli di vibrazione caratterizzati da un'attenuazione governata da una legge di potenza, infatti le rispettive curve hanno un coefficiente di correlazione molto elevato, in analogia alla legge della distanza scalata. Questi risultati però devono essere considerati indicativi, in quanto il numero delle prove è abbastanza limitato.

6.3. FUTURE PROVE SPERIMENTALI

Per concludere il programma di ricerca, può essere utile caratterizzare la propagazione delle onde sismiche nel mezzo su cui sono alloggiati i trasduttori: è noto, ad esempio, che l'asfalto è un mezzo che attenua molto i livelli di vibrazione, ma è utile determinare in termini quantitativi la sua frequenza fondamentale di vibrazione.

In questo elaborato è stato trascurato l'aspetto dell'analisi in frequenza delle tipologie di accoppiamento utilizzate. Lo studio dei modi propri di vibrare dei supporti può essere svolto eseguendo misure di FRF (Risposta in Frequenza) per osservare se sono soggetti a movimento. In particolare, i tasselli ad espansione devono essere ben accoppiati alla superficie di misura. A tale scopo è importante verificare e trovare la corretta coppia di serraggio da applicare alle viti; infatti, una maggiore coppia di serraggio può provocare la frattura locale del mezzo, mentre una bassa coppia di serraggio può permettere alla vite di vibrare. Per quanto riguarda i supporti cilindrici rigidi, è necessario, invece, verificare che non ci siano spostamenti durante il rilevamento dell'evento sismico.

Il numero dei dati presentati in questo elaborato è limitato, perciò sarebbe necessario eseguire ulteriori misure di vibrazione estendendo le campagne di misure a diverse superfici di misura per verificare in quale situazione sia più vantaggioso utilizzare una tipologia di tecnica di montaggio rispetto ad un'altra.

BIBLIOGRAFIA

1. AAVV Mechanical Vibration and Shock Measurement, Brüel & Kjær, 1984;
2. AAVV, "Handbook of Noise Measurement", GenRad, 1980;
3. Abbott P.A., Davis R.O.Jr, "Development of a Dynamic continuum description for cracked rock";
4. Ardita G., "Controllo delle vibrazioni indotte dall'uso di esplosivo per lo scavo di gallerie in roccia. un caso pratico: la metropolitana di Catania";
5. Arnold K., "Einwirkungen von sprengerschütterungen auf menschen in gebäuden", Nobel Hefte, 1993;
6. Arnold K., "Lavori di scavo di un tunnel stradale eseguiti con brillamenti di mine nelle immediate vicinanze di una zona intensamente edificata", Notiziario dell'Associazione Mineraria Subalpina, Anno VI, n. 3 - 4, settembre - dicembre 1980;
7. Arnold K., "On the research of the threshold of particle velocity due to blasting operations causing damages on structures", Colloquium on blasting Techniques, Budapest, 1971;
8. Artioli A., "Studio dei fenomeni vibratorii generati dall'uso di esplosivo nelle tecniche di abbattimento in cava", tesi con relatore Prof. Paolo Berry;
9. Atlas Powder Company, "Explosives and Rock Blasting", Dallas Texas, U.S.A., 1987;
10. Barron K., "Criteria for brittle fracture initiation and ultimate failure of rocks and their application to fracture zone prediction", Proceedings of the Second Congress of the International Society for Rock Mechanics, Beograd, 1970;
11. Bendat J.S., Piersol A.G., "Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis", John Wiley, 1980;
12. Berge T., Campbell A., "Scavo con esplosivo in aree edificate", Notiziario dell'Associazione Mineraria Subalpina, Anno VI, n. 3 - 4, settembre - dicembre 1980;
13. Berger, P.R., "Blasting controls and regulations", Mining Congress Journal, Vol LIX, n 11, novembre 1973;

14. Berry P., Bruno R., Dantini E.M., "Analisi probabilistica sperimentale dei tempi di detonazione di volate in galleria", Atti Convegno Nazionale su problemi tecnico - economici connessi con lo scavo di gallerie, pp. 11 ÷ 16, ANIM, Verona, Italy, 1987;
15. Berry P., Dantini E.M., "Blasting techniques used in the 1950's and their probable effects on mechanical characteristics of rock", Vis - à Vis Current Methods - Proc. Int. Conf. On Rock Eng. And Excav. In an Urban Environment, IMM, pp. 517 ÷ 521, Hong Kong, 1986;
16. Berry P., Dantini E.M., "Criteri di stima e di controllo della sismicità indotta da scavi con esplosivo", Atti Congresso Internazionale Su grandi Opere Sotterranee, ITA - AITES - SIG, Vol. II, pp. 500 ÷ 505, Firenze, Italy, 1986;
17. Berry P., Dantini E.M., "Role of Blasting Control in Excavation Works near a Preexisting Tunnel", Proc. Int. Conf. On Rock Eng. And Excav. In an Urban Environment - IMM, pp. 15 ÷ 25, Hong Kong, 1986;
18. Berry P., Dantini E.M. "Sismicità indotta da volate in galleria", Atti 2° Congr. Int. Italo - Brasiliano, ANIM, pp. 283 ÷ 295, Sao Paulo, Brasil, 1993;
19. Berry P., Dantini E.M., "Stima delle sovrappressioni in aria generate da volate in galleria", Quarry and Construction, XXXII, n. 12, pp. 79 ÷ 87, 1994;
20. Berry P., Dantini E.M., "Fratturazione indotta dalle mine sul massiccio", Giornate d'informazione sugli esplosivi nelle applicazioni dell'ingegneria civile, IS. FF. SS., Roma, 1986;
21. Berry P., Dantini E.M., Lunardi P., "Pressioni in aria e sismi indotti in opere sotterranee da volate in galleria", Strade & Autostrade, Maggio 1999;
22. Bhandaru S., Vutukuri V.S., "Rock fragmentation with longitudinal explosives charges", Advances in Rock Mechanics, Report of Current Research, Proceedings of the Third Congress of the International Society for Rock Mechanics, Denver, 1974;
23. Bollinger G.A., "Blast vibration analysis", Southern Illinois University Press, 1971;
24. Barla G., Godio A., "Monitoring of vibrations due to high energy hydraulic hammer in a tunnel driving: A case history", Mechanics of Jointed and faulted Rock, Proc. 2a Int. Conf. of the Mechanics of Jointed and Faulted rock, Vienna, Edited by H. Rossmann, 10 - 14 aprile 1995;
25. Bruno R., Berry P., Dantini E.M., "Analisi probabilistica sperimentale dei tempi di detonazione di volate in galleria", in "Problemi tecnici-economici connessi con lo scavo di gallerie", Verona, 2 ottobre 1987;
26. BS 6472 "Evaluation of human exposure to vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz)", 1992;

27. BS 7385 "Evaluation and measurement for vibration in buildings", 1990;
28. BS 7385-2 "Evaluation and measurement for vibration in buildings", 1993;
29. Cain P.J., Peng S.S., Podnieks E.R., "Rock fragmentation by high frequency fatigue", *Advances in Rock Mechanics, Report of Current Research, Proceedings of the Third Congress of the International Society for Rock Mechanics, Denver, 1974*;
30. Carastro M., Dantini E.M., "Onde sismiche dovute a volate in cava: ricerca sperimentale di una distanza di sicurezza", *L'Ingegnere*, pp. 305 – 316, luglio – agosto 1976;
31. Cooper H.F. and Blouin S.E., "Dynamic in-situ rock properties from buried high explosives arrays";
32. Dantini E.M., Ronzisvalle S., "Necessità di una carica limite nei progetti di sparo con vincolo sismico", *Memorie del 1° Convegno di Esplosivistica, Parma, 14 ottobre 2000*;
33. Dantini E.M., "Sismicità causata da demolitori idraulici nello scavo di gallerie", 2000;
34. Dantini E.M., Colaioni M., Lisardi A., Ronzisvalle S., "Sismicità indotta", *Quarry & Construction: Suolo & Sottosuolo*, n. 8, pp. 100 – 150, febbraio 2001;
35. Diana G., Cheli F. "Dinamica e vibrazioni dei sistemi", Utet, 1997;
36. Diehl G., Sariola P.J., "The small-hole drilling method in rock store excavation", Oy Tampella AB Tamrock;
37. DIN 4150 -2 "Human exposure to vibration in buildings", giugno 1999;
38. DIN 4150-3 "Effects of vibration on structures", febbraio 1999;
39. Dowding C.H., "Blast vibration monitoring and control", Prentice-Hall, 1985;
40. Dowding C.H., "Construction Vibrations", 2 ed., 2000;
41. Dowding C.H., "Construction Vibrations", Prentice – Hall, Englewood Cliffs, NJ, 610;
42. Duvall, Wilbur, Fogelson, "Review of criteria for estimating damage to residences from blasting vibrations", U S Bureau Mines Rep of Inv 5968, 1962;
43. Dvorak A., "Seismic and static modulus of rock masses", *Proceedings of the Second Congress of the International Society for Rock Mechanics, Beograd, 1970*;
44. Einstein H.H., Baecher G.B., Hirschfeld R.C., "The effect of size on strength of a brittle rock", *Proceedings of the Second Congress of the International Society for Rock Mechanics, Beograd, 1970*;
45. Folchi e Simonetti, "Sollecitazioni indotte nell'ammasso roccioso dall'esplosivo";
46. Gama C., Nelson C.R., "The formation of radial cracks in rock blasting analyzed in terms of the modified Griffith's theory";
47. Gama C.D. "The size of the largest fragment in rock blasting", *Advances in Rock Mechanics, Report of Current Research, Proceedings of the Third Congress of the*

- International Society for Rock Mechanics, Denver, 1974;
48. Goldman D.E., "A review of subjective responses to vibrating motion of the human body in the frequency range 1 to 70 cycles per second", Naval Medical Res. Inst. Rept. N.1, Project VM 004001, 1948;
 49. Goldman S. Vibration Spectrum Analysis, Industrial Press, 1999;
 50. Grandel F.J., "Ground vibrations due to blasting effects upon structures", J. Boston Soc. Civil Engineers, April 1949;
 51. Hagan T.N., Just G.D., "Rock breakage by explosives - Theory, practice and optimization", Advances in Rock Mechanics, Report of Current Research, Proceedings of the Third Congress of the International Society for Rock Mechanics, Denver, 1974;
 52. Haimson B.C., "Mechanical behaviour of rock under cycling loading", Advances in Rock Mechanics, Report of Current Research, Proceedings of the Third Congress of the International Society for Rock Mechanics, Denver, 1974;
 53. Harris C.M., Piersol A.G., "Shock and Vibration Handbook", 5 ed., McGraw-Hill, 2002;
 54. Hendron A.J., Dowding C.H., "Ground and structural response due to blasting", Advances in Rock Mechanics, Report of Current Research, Proceedings of the Third Congress of the International Society for Rock Mechanics, Denver, 1974;
 55. Hodgson K., Cook N.G.W., "The effect of size and stress gradient on the strength of rock", Proceedings of the Second Congress of the International Society for Rock Mechanics, Beograd, 1970;
 56. Hoek E., Brown E.T., "Underground excavations in rock", I.M.M., London, 1980;
 57. Holmberg R., "Vibrations generated by traffic and building construction activities", Swedish Council for Building Research (BFR), Report D15, Stockholm, Sweden, 1984;
 58. Holmberg R., Persson P.A., "Design of tunnel perimeter blasthole patterns to prevent rock damage", Proc. Tunnelling 1979, Jones M.J., Institute of Mining and Metallurgy, London, 12 - 16 marzo 1979;
 59. Hunyadi F., "Neue wissenschaftliche Erkenntnisse auf dem gebiete der kabelladungserd sprengungen", Informatiostag fur sprengtechnik, Linz, 1973;
 60. ISO 4866 "Mechanical vibration and shock – Vibration of buildings – Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on buildings", 1996;
 61. Jaeger J.C., Cook N.G.W., "Fundamentals of Rock Mechanics", Chapman and Hall, 1976;
 62. Jaeger J.C., Cook N.G.W. Fundamentals of Rock Mechanics, 3 ed., CRC Press,

- 1976;
63. Jimeno C.L., Jimeno E.L., Ayala Carcedo F.J., "Drilling and Blasting of Rocks", A.A. Balkema, Rotterdam, Bookfield, 1995;
 64. Joachim C.E., "Essex-diamond ore research program, tunnel destruction. A state of art summary", U.S. Army Engineer, Vicksburg 1978;
 65. Kaslik M., Birch W.J., Cobb A., "The effects of quarry blasting on the structural integrity of a disused railway tunnel", 2000;
 66. Kendorsky F.S., Jude C.V., Duncan W.M., "Effect of blasting on shotcrete drift lining", Mining Engineering, vol. 25, n. 12, 1973;
 67. Korman H.F., Mow M.C.C., Dai P.K., "An empirical ground motion prediction technique for a buried planar array of explosives in Rock";
 68. Krasilnikov, "Sound and ultra sound waves", Jerusalem, 1963;
 69. Kuzmenko A.A., Vorobev V.D., Denisyuk I.I., Dauetas A.A., "Seismic effects of blasting in rock", Russian Translations Series 103, Balkema, 1993;
 70. Langefors O., Kihlstrom B., Westeberg H., "Ground vibrations in blasting", Water Power, febbraio 1958;
 71. Langefors U., Kihlström B. The modern technique of rock blasting, John Wiley, London, 1963;
 72. Larocque G.E., Favreau R.F., "Blasting research at the Mines branch";
 73. Lee Burford, Thompson J.C., Cooper H.F.Jr., "Spherical wave propagation in brittle materials";
 74. Luchsinger F., "Manuale d'uso: Accelerometri piezoelettrici ICP ® ", 2001;
 75. McConnell K.G., "Vibration testing: Theory and Practice", John Wiley, 1995;
 76. Melnikov N.V., Marchenko L.N., "Effective methods of application of explosion energy in mining and construction";
 77. Nicholls H.R., Hooker V.E., "Comparative study of explosives in granite", R.I. 6693, USBM, 1964;
 78. Nicholls, Duvall, Johnson, "Blasting vibrations and their effects on structures", USBM, Bollettino 656, 1971;
 79. Nishimatsu Y., Heroesewojo R., "Rheological properties of rocks under the pulsating loads", Advances in Rock Mechanics, Report of Current Research, Proceedings of the Third Congress of the International Society for Rock Mechanics, Denver, 1974;
 80. Noren C.H., Porter D.D., "A comparison of theoretical explosive energy and energy measured underwater with measured rock fragmentation", Advances in Rock Mechanics, Report of Current Research, Proceedings of the Third Congress of the

- International Society for Rock Mechanics, Denver, 1974;
81. Northwood T.D., Edwards A.T., "Experimental studies of the effect of blasting on structures", *The Engineer*, settembre 1960;
 82. Northwood, Edwards, "Blasting vibrations and building damage", *The Engineer*, maggio 1963;
 83. Ouchterlony F., "Fracture mechanics applied to rock blasting", *Advances in Rock Mechanics, Report of Current Research, Proceedings of the Third Congress of the International Society for Rock Mechanics, Denver, 1974*;
 84. Pelizza S., Fornaro M., Viaro T., Pancetta G., "Una galleria scavata con esplosivo e le vibrazioni sull'abitato sovrastante: un esempio di tutti i giorni", "Notiziario dell'Associazione. Mineraria Subalpina", Anno VI, n. 3-4, settembre - dicembre, 1980;
 85. Persson P., Holmberg R., Lee J., "Rock Blasting and Explosives Engineering", CRC Press, 1994;
 86. Persson P.A., Holmberg R., "Rock Dynamics", SveDeFo, Stockholm, Sweden, 1983;
 87. Persson P.A., Holmberg R., "Rocks Dynamics", 5th International Congress on Rock Mechanics, International Society of Rock Mechanics, Melbourne, Australia, 1983;
 88. Porter D.D., Fairhurst C., "A study of crack propagation produced by the sustained borehole pressure in blasting";
 89. Randal R.B., "Frequency Analysis", Brüel & Kjær, 1987;
 90. Reiher, Meister, "Die empfindlichkeit des menschen gegen erschütterungen", *Forschun auf dem gebert des ingenieurwesen*, Berlin, 1931;
 91. Reynolds J.M., "An Introduction to Applied and Environmental Geophysics", John Wiley, 1997;
 92. Richart F., Hall J., Woods R.D., "Vibrations of soils and foundation", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1970;
 93. Rockwell, "Vibrations cause by quarry blasting and their effect on structures", *Rock Products*, Vol. XXX, 1927;
 94. Rolla, "Dynamic Rock Mechanics, Proceedings Twelfth Symposium on Rock Mechanics held at The University of Missouri", Missouri, 16 - 18 November 1970;
 95. Romero S.U., Gomez B.B., "Brittle and plastic failure of rocks", *Proceedings of the Second Congress of the International Society for Rock Mechanics, Beograd, 1970*;
 96. Sakurai S., Kitamura Y., "Vibration of tunnel due to adjacent blasting", *Proc. Int. Symp. Field measurement in rock mech.*, Zurigo, 1967;
 97. Scholz C., "The role of microfracturing in rock deformation", *Proceedings of the Second Congress of the International Society for Rock Mechanics, Beograd, 1970*;

98. Siskind D.E., "Criteria of Safe Surface Mine Blasting in the USA", Explosives Engineering, September 1991;
99. Siskind D.E., Stagg M.S., Kopp J.W., Dowding C.H., "Structure response and damage produced by ground vibration from surface mining", U.S.B.M. Report of Investigations 8507;
100. SN 640312a "Effet des vibrations sur les constructions", aprile 1992;
101. Stagg M.S., Engler J., "Measurements of Blast-Induced Ground Vibrations and Seismograph Calibration", USBM Report of Investigations 8506, pp. 21 – 22, New Orleans, Louisiana, USA, 1 – 4 febbraio 2004
102. Summers D. A., Corwine J., Li-king Chen, "A comparison of methods available for the determination of surface energy";
103. Tabanelli L., "Fattori che influenzano la precisione delle misure dei fenomeni sismici indotti da processi di abbattimento nel settore delle georisorse", tesi con relatore P. Berry, correlatore G. Catania, A.A. 2001-2002;
104. Thoener, Windes, "Seismic effects of quarry blasting", USBM, Bollettino 442, 1942;
105. Thum W., "Blasting techniques in German quarries and future trends", Atti Congresso Internazionale di Geoingegneria, Torino, 27 - 30 Settembre 1989;
106. UNI 5348 "Montaggio meccanico degli accelerometri", marzo 1992;
107. UNI 9916 "Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici", aprile 2004;
108. Wheeler R., "The importance of Proper Seismometer Coupling", International Society of Explosives Engineers, vol. 2, 2004;
109. Woods R.D., "Screening of surface waves in soils", J.Soil Mech. Founds Div. Am Soc. civ. Engrs. July 94, 1968.