

Alma Mater Studiorum – Università di Bologna

DOTTORATO DI RICERCA
INGEGNERIA DEI TRASPORTI

Ciclo XX°

Settore/i scientifico disciplinari di afferenza: ICAR/04

TITOLO TESI

La progettazione
di pavimentazioni antivibranti

Presentata da: dott. ing. Francesco Grandi

Coordinatore Dottorato

Relatore

Prof. ing. Marino Lupi

Chiar.mo Prof. ing. Alberto Bucchi

Esame finale anno 2008

PAROLE CHIAVE

Pavimentazioni stradali

Vibrazioni

Carico dinamico

Veicoli pesanti

Modellazione

INDICE

Introduzione

Capitolo 1: <i><u>Propagazione delle onde e generazione dei carichi dinamici</u></i>	1
Capitolo 2: <i><u>Modelli previsionali e metodologie di misurazione</u></i>	46
Capitolo 3: <i><u>Provvedimenti di mitigazione</u></i>	97
Capitolo 4: <i><u>Fondamenti teorici del FLAC 3D</u></i>	118
Capitolo 5: <i><u>Il caso di Demonte</u></i>	184
Capitolo 6: <i><u>Previsione dei livelli di vibrazione</u></i>	236
Capitolo 7: <i><u>Conclusioni e sviluppi futuri della ricerca</u></i>	261

Bibliografia

INTRODUZIONE

La maggior parte delle città italiane è nata come centro commerciale sulle vie che percorrono il paese. A tutt'oggi esse svolgono ancora la loro funzione di polo attrattore di merci e persone. Questa funzione ed il forte aumento di domanda di mobilità ha portato il traffico stradale ed in particolare il trasporto pesante su gomma ad avere grandi incrementi. La rete viaria e di conseguenza il traffico continuano tuttavia a passare, in alcuni casi, a pochissima distanza da edifici di valore storico e culturale. I carichi dinamici che così si generano sulla pavimentazione trasferiscono la loro energia attraverso il sottofondo fino a raggiungere le fondazioni delle costruzioni. Il rischio è la nascita di danni superficiali prima e strutturali poi, tali da dover richiedere interventi di restauro. Non è poi da trascurare nemmeno il disturbo arrecato agli occupanti dei medesimi edifici.

Per approfondire la problematica, lo studio della propagazione delle onde meccaniche all'interno della pavimentazione stradale è iniziato da una prima fase che è consistita nella ricerca delle cause del fenomeno. Successivamente si sono evidenziati i modelli matematici che interpretano il fenomeno vibrazionale e le modalità di misura utilizzabili per ottenere dati quantitativi. Quindi sono state analizzate diverse modalità e tecnologie di attenuazione del fenomeno vibratorio.

Data l'importanza che ha rivestito nella tesi, un capitolo è dedicato al programma di calcolo alle differenze finite utilizzato nella modellazione e successivamente si illustra un caso di studio trattato proprio con questo software.

Infine si è cercato di unificare le esperienze compiute ipotizzando l'esistenza di un legame tra la rigidità della pavimentazione e la propagazione delle onde meccaniche. Si è poi voluto verificare anche l'efficacia di pavimentazioni sperimentali disegnate con lo scopo specifico di abbattere le vibrazioni.

CAPITOLO 1

Propagazione delle onde e generazione dei carichi dinamici

1.1 Le onde sismiche

Il fenomeno vibratorio si propaga dalla superficie stradale, ove è generato, sino agli edifici prossimi alla strada in forma di onde, del tutto assimilabili a quelle prodotte da un evento sismico. Perciò è opportuno analizzare alcune caratteristiche fondamentali delle onde sismiche

1.1.1 Tipi di onde

Le tipologie di onde rilevanti rispetto agli effetti sugli edifici ubicati in prossimità delle strade, sono quattro tipologie di onde [8] (fig 1.1):

- a) onde di volume longitudinali o di compressione, **onde p**;
- b) onde di volume trasversali o di taglio, **onde s**;
- c) onde di superficie o **di Rayleigh**, **onde r**;
- d) onde **di interfaccia** o **di confine**.

Le onde *p* e *s* sono dette di volume perché si propagano nello spazio, sia esso un semispazio o il continuo indefinito; al contrario, le onde *r*, analogamente alle perturbazioni osservabili sulla superficie dell'acqua, sono confinate in una regione di spazio limitata e vicina alla superficie.

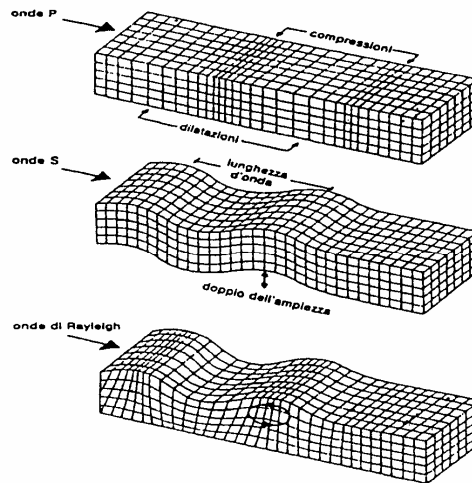


Figura 1.1 Schema delle onde di tipo p, s e di Rayleigh

Quando generate da un evento sismico, le onde di Rayleigh si propagano lungo la superficie di discontinuità tra la crosta terrestre e l'atmosfera. Il loro moto avviene in piani verticali contenenti la direzione di propagazione ed i percorsi delle particelle sono ellissi il cui asse maggiore è solitamente verticale, mentre l'asse minore è parallelo alla direzione di propagazione. Il senso del moto delle particelle in un terreno stratificato normalmente, ossia con densità e velocità che crescono con la profondità, è generalmente retrogrado.

Le onde di interfaccia si manifestano solo in presenza di un mezzo stratificato ove i moduli di taglio degli strati sottostanti siano maggiori di quelli degli strati sovrapposti: perciò in un semispazio elastico possono essere trascurate¹.

In generale, l'equazione del moto in un mezzo omogeneo, isotropo elastico ed infinitamente esteso può scriversi nella forma vettoriale:

$$\rho \cdot \ddot{\vec{u}} = (\lambda + G) \cdot \nabla \theta + \nabla^2 \vec{u} \quad (1)$$

¹ Si possono citare anche altri due tipi di onde che possono manifestarsi in occasione di eventi sismici, ma che, tuttavia, non vengono coinvolte nel fenomeno oggetto della presente trattazione: le **onde di Stonley**, sottospecie delle onde di Rayleigh che possono propagarsi lungo il limite tra due mezzi elastici se le loro proprietà elastiche non sono molto differenti o se uno di essi è un liquido (e.g. sul fondo degli oceani); le **onde di Love (Q)** o **SH** in cui il moto delle particelle è orizzontale e perpendicolare alla direzione di propagazione e che richiedono una guida d'onda, quale potrebbe essere la superficie libera della Terra, oppure, all'interno della Terra, la parte superiore dell'astenosfera. Le onde di Love sono sempre dispersive perché la stratificazione di velocità o i gradienti sono necessari per la loro propagazione.

con:

$\vec{u}(x, y, z)$ = vettore spostamento;

$\ddot{u}(x, y, z)$ = derivata seconda dello spostamento rispetto al tempo, quindi, l'accelerazione;

ρ = densità (in assenza di sforzo);

$\theta = \nabla \cdot \vec{u} = \text{div}(\vec{u})$ = divergenza del vettore spostamento, quindi la dilatazione cubica;

G e λ sono modulo di taglio² e la seconda costante di Lamé, legate al modulo di Young E e al coefficiente di Poisson ν dalle relazioni.

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

Per le rocce, E varia notevolmente (da circa 10^5 a circa 10^6 kg/cm²), mentre ν , per rocce non molto alterate, si attesta attorno 0,25.

1.1.2 La velocità di propagazione nel terreno

Di seguito si indicherà la velocità di propagazione delle onde con la lettera c dotata di pedice riferito al tipo di onda considerato.

Applicando un'operazione di divergenza ad entrambi i membri della (1) si ottiene:

$$\rho \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = (\lambda + 2G) \cdot \nabla^2 \theta \quad (3)$$

Con una successiva applicazione del rotore ad entrambi i membri, si ha:

² In base all'ordine di grandezza del modulo di taglio le sostanze perfettamente elastiche ed isotrope possono essere classificate come:

- 1) **Corpi rigidi ideali** con G infinito;
- 2) **Solidi perfetti** nei quali G è ovunque finito, ma non nullo;
- 3) **Fluidi perfetti** nei quali G è ovunque nullo.

$$\rho \cdot \frac{\partial^2(\nabla \times \vec{u})}{\partial t^2} = G \cdot \nabla(\nabla \times \vec{u}) \quad (4)$$

Le equazioni (21) e (22) governano la propagazione dei due tipi di onde elastiche di volume designate al paragrafo precedente rispettivamente come onde p ed onde s . Le espressioni delle velocità, in un mezzo elastico risultano essere:

$$c_p = \sqrt{\frac{(1-\nu) \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu) \cdot \rho}} \quad \text{per onde longitudinali (p);} \quad (5)$$

$$c_s = \sqrt{\frac{E}{2 \cdot (1+\nu) \cdot \rho}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{per onde di taglio (s)} \quad (6)$$

Si noti che essendo nullo nei fluidi il modulo di taglio (perché esprime il rapporto fra sforzo di taglio e corrispondente deformazione), le onde trasversali non vi si propagano.

La velocità delle onde di Rayleigh (r) non può essere espressa esplicitamente attraverso i medesimi parametri; un metodo di calcolo è descritto in vari studi, tra i quali quelli di Lamb [3] e Barkan [9]. Facendo riferimento a questi ultimi, si può porre [9]:

$$c_r = f(\nu) \cdot c_s \quad (7)$$

ove $f(\nu)$ indica una funzione del coefficiente di Poisson, generalmente minore dell'unità (e.g. per $\nu = 0,025$, $f(\nu) = 0,9194$). Ne consegue che la velocità delle onde r sia, nella maggior parte dei casi, inferiore alla velocità delle onde di taglio.

Si noti che le onde di Rayleigh che si propagano sulla superficie libera di un mezzo omogeneo sono *non dispersive*, cioè la loro velocità di propagazione non dipende dalla lunghezza d'onda (λ); viceversa, in presenza di stratificazione di velocità, risultano *dispersive*: è il caso delle onde di Rayleigh che si propagano sulla superficie della terra.

Si osserva, infine, che, per le espressioni date:

$$c_p > c_s > c_r \quad (8)$$

1.1.3 Modelli di terreno

Un ammasso di terreno in cui si debba studiare la propagazione di un fenomeno ondulatorio non presenta, se reale, caratteristiche di omogeneità. Le variazioni delle caratteristiche dei terreni attraversati interferiscono in vari modi con il transito dell'onda. In particolare, la variazione progressiva delle costanti elastiche e della densità, connessa con la variazione di temperatura e pressione, specie legata ad un cambiamento chimico o di fase nel mezzo, provocano rifrazione delle onde sismiche. Il passaggio fra mezzi differenti chimicamente e fisicamente determina, oltre a rifrazione, riflessione e parziale conversione delle onde p in s e viceversa. Un'onda longitudinale, incidente su una superficie di discontinuità, può generare quattro onde: due riflesse e due rifratte, longitudinali e trasversali. Le onde trasversali sono polarizzate linearmente, con oscillazioni normali alla direzione di propagazione e comprese nel piano verticale (perciò spesso indicate con la sigla SV). Anche un'onda di questo tipo, incidendo un piano di discontinuità, può generare quattro onde, due trasversali di tipo SV (una riflessa ed una rifratta) e due longitudinali (sempre una riflessa ed una rifratta). Un'onda trasversale può anche determinare oscillazioni delle particelle perpendicolari al piano principale (quindi spesso individuata come di tipo SH). In questo caso, attraversando una discontinuità, si generano solo due onde trasversali di tipo SH , una riflessa ed una rifratta.

L'applicazione della teoria dell'elasticità allo studio della propagazione delle onde sismiche deve tener conto della variazione delle costanti elastiche, di densità ed alle possibili condizioni di non perfetta elasticità ed all'anisotropia.

L'ambito di applicazione ai terreni della legge di Hooke è limitato a causa della dipendenza delle costanti elastiche dal valore di tensioni e deformazioni e per la eventuale presenza di stati tenso-deformativi preesistenti, eventualmente incogniti [9]. Inoltre, nel caso della propagazione delle vibrazioni, un ruolo importante è giocato dalle proprietà smorzanti dei suoli.

Ciò nondimeno, l'applicazione della teoria dell'elasticità, seppur nell'ambito di rappresentazioni piuttosto astratte, ha consentito di investigare con successo importanti aspetti (e.g. l'influenza sul fenomeno di propagazione di onde della presenza della superficie libera o di uno strato). D'altro canto, alcune evidenze sperimentali non hanno

trovato riscontro nella teoria dell'elasticità, come nel caso della propagazione delle onde di Rayleigh vicino alla sorgente. Il modello elastico è, perciò, sì applicabile, ma se affiancato da prove sperimentali che ne consentano la calibrazione e "l'aggiustamento".

Altri studi, peraltro in assenza di esiti del tutto convergenti, hanno riguardato l'analisi delle proprietà smorzanti dei terreni.

Richiede attenzione l'aspetto della schematizzazione della sorgente, rappresentabile come una forza dinamica concentrata o distribuita su una data superficie. Lo schema adottato può risultare notevolmente discosto dalla realtà determinando, così, risultati teorici significativamente differenti dai sperimentali.

1.1.4 Attenuazione con la distanza

Durante la propagazione, le onde subiscono un complessivo decadimento in ampiezza che può essere distinto in due diverse forme e cause [3]:

- ~ l'attenuazione geometrica;
- ~ lo smorzamento del materiale.

L'attenuazione geometrica consiste nella riduzione dell'ampiezza dell'onda per effetto della diffusione su superfici e volumi crescenti. In relazione alla forma della sorgente, si danno due casi limite:

- 1) per una sorgente puntuale le onde di taglio e di compressione sulla superficie di un semispazio elastico decadono in ampiezza inversamente al quadrato della distanza dalla sorgente stessa, mentre per le onde di Rayleigh la dipendenza inversa si dà rispetto alla radice quadrata della distanza, secondo la relazione:

$$A = A_1 \cdot \sqrt{\frac{r_1}{r}} \quad (9)$$

Con:

r_1 = distanza dalla sorgente di un punto in cui l'ampiezza
sia nota;

r = distanza dalla sorgente di un punto generico;

A_1 = ampiezza della comp. verticale a distanza dell'onda

di Rayleigh r_1 ;

A = ampiezza della comp. verticale alla generica distanza

r

- 2) nel caso di sorgente lineare, l'ampiezza delle onde di taglio e compressione decade inversamente alla distanza dalla sorgente, mentre l'ampiezza delle onde di Rayleigh risulta indipendente dalla distanza [Hunt – 5]; quindi, a causa della loro natura bidimensionale, le onde di Rayleigh si attenuano meno rapidamente, in rapporto alla distanza, delle onde di volume.

Di conseguenza, per quanto ai punti (1) e (2), all'aumentare della distanza dalla sorgente, la risposta della superficie sarà dominata progressivamente dalle onde di Rayleigh. Inoltre, queste contengono circa il 67% dell'energia totale emessa dalla sorgente puntuale, indipendentemente dalle proprietà elastiche del semispazio, mentre le onde di taglio e di compressione contengono, circa, rispettivamente il 26% e 7% [Miller e Pursey – 71]. Sulla base di tali conclusioni, Hunt afferma che sia ragionevole concludere che il disturbo sentito sulla superficie di un semispazio elastico a grande distanza dalla sorgente sia prevalentemente dovuto alla propagazione delle onde di Rayleigh [5].

Come già accennato, il moto teorico delle particelle associato alle onde r presenta sia componenti verticali che orizzontali: la traiettoria risultante dei singoli punti in prossimità della superficie è un'ellisse retrograda. Con l'aumentare della profondità essa cambia rapidamente degenerando in un segmento verticale [10]. La modificazione del percorso che viene imposto alle particelle con la profondità è illustrato, nel caso di regime permanente, in figura 1.2: si noti come ad una profondità di circa 1,5 volte la lunghezza d'onda, la componente verticale (più rilevante) del moto si è ridotta drasticamente a circa il 10% dell'ampiezza di superficie [3].

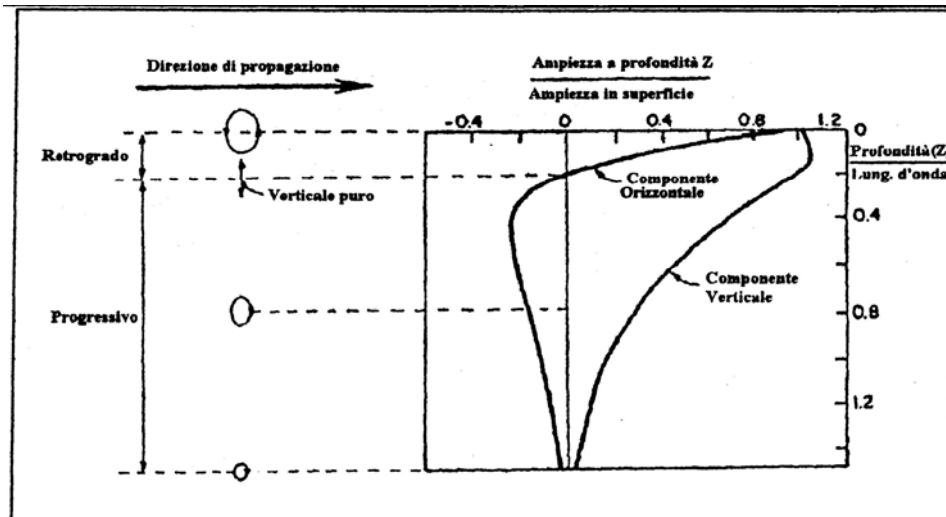


Figura 1.2 Schema delle componenti verticali e orizzontali delle onde di Rayleigh

Per ciò che concerne lo smorzamento delle onde di vibrazione, vi è sostanziale accordo nel ritenere lo smorzamento nel suolo variabile concordemente alla frequenza, talché, ad esempio, risulta basso a basse frequenze [11]. Il consenso tra i ricercatori non si estende, peraltro, a tutti gli aspetti del fenomeno, tuttavia si ritiene che l'aliquota del decadimento in ampiezza dovuta allo smorzamento del materiale possa rappresentarsi nella forma [Gutowski e Dym, 1976 – 12]:

$$A(x) = A_0 \cdot e^{-\alpha x} \quad (10)$$

ove:

x = distanza;

α = coefficiente di assorbimento del terreno.

Si è affermato che lo smorzamento debba essere dipendente dalla frequenza ed i dati disponibili lo confermano. Barkan [9] ha presentato dei modelli del suolo nei quali l'assorbimento di energia è dipendente dal quadrato della frequenza (modelli di smorzamento viscoso) oppure è lineare con la frequenza (*elastic recovery model*).

Anche altri autori (e.g. Gutowski e Dym, 1976 - 12) assumono un coefficiente di assorbimento linearmente dipendente con la frequenza, come segue:

$$\alpha = \frac{\pi \eta f}{c} \quad (11)$$

ove η è il fattore di perdita (*loss factor*) costante, mentre c è la velocità dell'onda.

Per argille, loess e sabbie il fattore di perdita η vale rispettivamente circa 0,50, 0,30, 0,10.

Diversamente da quanto prevedibile tramite i modelli lineari fin qui descritti, alcune sperimentazioni sulle onde di vibrazione indotte dal traffico stradale, mostrano [12], una relazione logaritmica tra l'attenuazione ed il rapporto fra distanza e lunghezza d'onda (x/λ). Questi risultati possono trovare diversa spiegazione. Si potrebbe supporre un comportamento del terreno realmente non lineare: l'attenuazione varierebbe con la distanza perché a breve distanza le ampiezze sono maggiori. In alternativa, si potrebbe pensare il comportamento del terreno come lineare, ma, a maggior distanza, gli strati o le disomogeneità del suolo rifletterebbero e disperderebbero le onde.

In un interessante studio, Hunt ha calcolato le funzioni di risposta in frequenza (moto orizzontale e verticale del terreno per forza applicata) per un semispazio smorzante, omogeneo ed isotropo. Mediante tali funzioni, l'ampiezza delle funzioni può essere calcolata a diversa distanza dalla sorgente. Lo studio è basato sui risultati ottenuti da Lamb (Lamb, 1904) sulle funzioni di risposta in frequenza per un semispazio elastico (spostamenti orizzontali e verticali per forza applicata), risultati a cui si è applicata l'analogia visco-elastica. Ciò ha consentito, scrivendo i moduli elastici come quantità complesse, la valutazione della funzione di risposta in frequenza di un sistema smorzato partendo da quella di un sistema elastico. Si evidenzia che, malgrado il comportamento isteretico e le forti non linearità riscontrate da molti sperimentatori per vibrazioni di forte ampiezza, per le vibrazioni indotte dal traffico stradale, al contrario caratterizzate da modeste ampiezze, si può assumere uno smorzamento visco-elastico, secondo quanto confermato da esperimenti condotti dallo stesso autore [13]. La controversia sulla dipendenza dello smorzamento dalla frequenza, come Hunt ricorda, è ben sintetizzata in Dym [71].

1.1.4. Risposta degli edifici alle vibrazioni indotte dal traffico stradale

Le strutture di un edificio sono eccitate a vibrare dall'energia meccanica che si trasmette attraverso le fondazioni. La massa di un edificio che carica il terreno crea una

discontinuità nel mezzo di propagazione (suolo→edificio) con conseguente riflessione dell'energia meccanica. Malgrado questo disadattamento di impedenza meccanica il livello delle vibrazioni delle strutture dell'edificio può subire una esaltazione, per effetto della risonanza, se confrontato con il valore misurato sul terreno adiacente. In molti casi pratici si è riscontrato un aumento della velocità di vibrazione delle strutture di un fattore compreso tra 0.5 e 5 e con frequenze nella gamma tra 25 e 30 Hz. L'esaltazione dell'ampiezza di vibrazione, come già sottolineato, è dovuta all'eccitazione del modo fondamentale di risonanza delle strutture. Le frequenze tipiche fondamentali, che dipendono dalle dimensioni fisiche e dai parametri meccanici degli elementi strutturali, sono:

Travi	5 – 50 Hz
Pavimenti e tramezzi	10 – 30 Hz
Finestre	10 – 100 Hz
Soffitti in gesso	10 – 20 Hz

Tabella 1.1: frequenze fondamentali degli elementi strutturali principali

Questi valori di frequenze trovano riscontro con le frequenze alle quali si concentra la massima energia di vibrazione prodotta dal traffico stradale pesante.

Per la valutazione degli effetti di propagazione delle vibrazioni negli edifici si deve tenere conto dei seguenti fattori :

- attenuazione dovuta alla perdita di energia vibrazionale per effetto dell'accoppiamento terreno-fondazioni ;
- amplificazione dovuta alla presenza di eventuali fenomeni di risonanza con le frequenze proprie della struttura dell'edificio;
- variazione del livello delle vibrazioni passando dai piani bassi a quelli alti dell'edificio.

1.1.5. Accoppiamento terreno-fondazioni

Per quanto riguarda il primo fattore , in base agli studi sperimentali effettuati, è possibile distinguere le diverse situazioni esposte nella tabella seguente in cui sono riportati i valori delle attenuazioni in funzione delle bande di frequenza e della tipologia dell'edificio.

Tipo di edificio	4 Hz	8 Hz	16 Hz	31 Hz	63 Hz	125 Hz
In muratura su pali	5	5	6	7	10	13
In muratura su platea	10	10	12	14	13	13
Villino	4	4	4	5	5	4
In muratura a 2-4 piani	4	5	10	12	12	11
In muratura a 1-2 piani	7	7	7	8	8	7

Tabella 1.2: valori delle attenuazioni in funzione delle bande di frequenza e della tipologia dell'edificio.

Considerando per ciascun tipo di edificio il valore dell'attenuazione ed applicandolo a ciascuna banda di frequenza della eccitazione si ottengono i livelli sulla fondazione.

1.1.6. Amplificazione dovuta alla presenza di risonanza.

Il ξ dipende dalla eventuale coincidenza di uno o più componenti vibratorii con le risonanze della struttura. Per poter tenere conto di questi fattori evidentemente è necessario conoscere le frequenze proprie della struttura. A seconda del rapporto tra frequenza di eccitazione f e frequenza propria f_0 varia il fattore di trasferimento $H(f)$ che dipende anche dallo smorzamento ξ (in genere $\xi = 0.5$).

Conosciuta la funzione di trasferimento per eseguire correttamente l'analisi strutturale sotto una eccitazione di tipo casuale si deve determinare la funzione di densità spettrale dell'eccitazione al piede della struttura e quindi risalire alla funzione di densità spettrale della vibrazione dell'edificio stesso. Da quest'ultima poi è possibile valutare lo spettro delle accelerazioni dell'edificio. La funzione di densità spettrale può essere posta, in via del tutto approssimata, come pari a $S(f) = L(f)/\Delta(f)$ con $L(f)$ livello di vibrazione e $\Delta(f)$ larghezza di banda. La propagazione all'interno dell'edificio da luogo ad una funzione di densità spettrale modificata rispetto a quella del piede; tale funzione S' è calcolabile con la relazione: $S'(f) = |H(f)|^2 S(f)$. Infine si opera l'operazione inversa rispetto a quella prima eseguita e si trova la nuova distribuzione dei livelli di vibrazione: $L(f) = S'(f)\Delta(f)$

1.2 La generazione dei carichi

Una forza dinamica è generata dalla vibrazione di un corpo, nel nostro caso particolare dalla vibrazione di un veicolo stimolato dalla rugosità della superficie stradale. La forza con cui un asse del veicolo agisce sulla pavimentazione, quindi, non sarà costante nel tempo e nello spazio, ma sarà variabile in funzione di numerosi fattori, quali la velocità, il tipo di sospensioni, la rugosità, ecc...

È ormai noto che i carichi dinamici incrementano le tensioni e le deformazioni nella pavimentazione, ma non è ancora del tutto chiaro il meccanismo di danno, anzi l'argomento è estremamente attuale e dibattuto. Gli scopi delle ricerche, oltre che puramente scientifici, sono anche (e forse soprattutto) economici, basti pensare che una riduzione dei carichi sulle strade ha come logica conseguenza una riduzione dei danni, e quindi dei costi di manutenzione. A questo proposito si cerca di agire secondo due direttive:

- 1) migliorare il progetto e la costruzione delle strade, tenendo conto nei modelli della presenza delle forze dinamiche;
- 2) diffondere l'uso di veicoli cosiddetti road-friendly, equipaggiati ad esempio con sospensioni ad aria o semi-attive, come si vedrà meglio in seguito.

1.2.1 Definizione di forza dinamica

La forza verticale applicata alla superficie stradale da un asse del veicolo può essere idealmente scomposta in due componenti. La prima è la componente statica; generalmente la si considera fissa nel tempo e nello spazio e ci si riferisce al peso del veicolo, dipendente dalla geometria e dalla distribuzione delle masse. La seconda è la componente dinamica, causata come già detto dalla vibrazione del veicolo sollecitato dalla rugosità della pavimentazione. Non appena il veicolo si muove, il carico dell'asse, che può essere indicato con $P(x)$, varia in funzione della distanza. Si può sinteticamente scrivere

$$P(x) = \bar{P} + \tilde{P}(x)$$

In cui \bar{P} è il valore medio di $P(x)$, corrispondente al carico statico, e $\tilde{P}(x)$ è la fluttuazione di $P(x)$, cioè il carico dinamico, dipendente dal sistema delle sospensioni, dalla rugosità e dalla velocità.

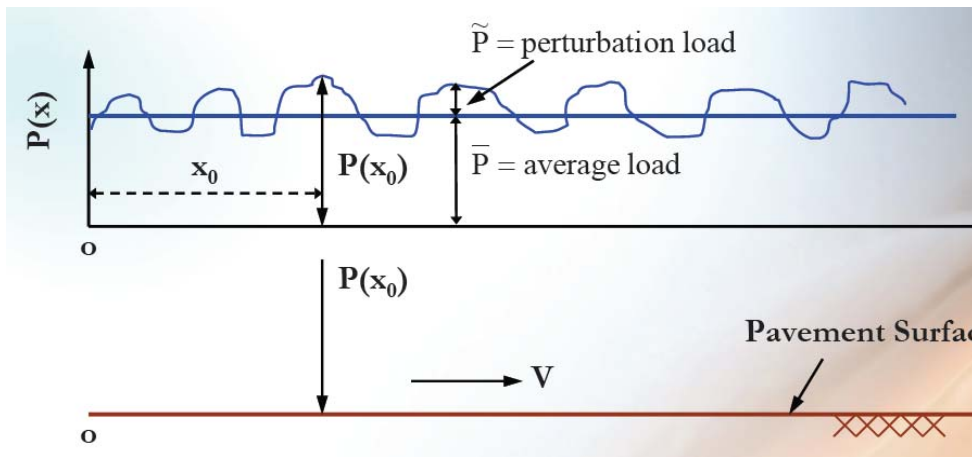


Fig. 1.3, interpretazione grafica del carico dinamico

In base al grafico è possibile definire un coefficiente molto utile nello studio dei carichi dinamici, cioè il coefficiente di carico dinamico, DLC (dynamic load coefficient), definito come

$$\text{DLC} = \frac{\text{Deviazione standard di } \tilde{P}(x)}{\bar{P}}$$

A titolo di esempio si ritiene utile riportare alcuni valori caratteristici del DLC in funzione della velocità, della rugosità della pavimentazione e del tipo di sospensione.

Vehicle Speed km/h	Tractor Suspension Type								
	Air Bag			Four Spring (Leaf Spring)			Rubber Spring Walking Beam		
	S	A	R	S	A	R	S	A	R
40	0.03	0.04	0.05	0.04	0.05	0.08	0.04	0.08	0.08
60	0.04	0.06	0.08	0.04	0.08	0.09	0.04	0.08	0.08
80	0.05	0.09	0.10	0.07	0.13	NA	0.07	0.22	0.22

S = Smooth road; A = Average road; R = Rough road

Fig. 1.4, valori indicativi del DLC

Da una prima osservazione possiamo trarre considerazioni che in seguito verranno approfondite, ma che risultano estremamente importanti nello studio dei carichi dinamici, ovvero:

- 1) al crescere della velocità e della rugosità crescono anche i carichi dinamici;
- 2) il tipo di sospensione influenza significativamente l'entità del carico, a parità di tutte le altre condizioni. In particolare i valori minimi del carico si hanno per le sospensioni ad aria, che ormai in Europa sono diventate uno standard a cui fare riferimento per il concetto di sospensione road-friendly. Basti pensare che la comunità europea incentiva l'installazione su mezzi pesanti delle sospensioni ad aria, o, citando, di sospensioni dalle "prestazioni equivalenti".

Nel successivo capitolo verranno trattate le principali caratteristiche dei carichi dinamici e i metodi disponibili per la loro misura e simulazione.

1.2.2 Misura dei carichi dinamici

Possono essere usate diverse tecniche per la misura dei carichi dinamici generati da un veicolo pesante. Se interessa studiare un numero limitato di veicoli, è sicuramente conveniente installare la strumentazione di misura su ciascun veicolo (vehicle-based systems). Se invece sono necessarie numerose misure di carichi dinamici, come avviene ad esempio nello studio del danno della pavimentazione, possono essere usati sistemi di misura integrati con la strada (road-based systems).

Nel seguito verranno illustrati entrambi i sistemi.

1.2.3 Sistemi "vehicle-based"

Assi con sensori di deformazione (strain-gauged axles)

Il metodo più semplice e diffuso si basa su sensori di deformazione installati su un asse del veicolo, precisamente tra la sospensione e il disco del freno. Tali sensori (strain gauges) permettono di ricavare il momento flettente o il taglio conseguenti al carico trasmesso dalla ruota all'asse, indicato con "F" in fig. 1.6. Il momento e il taglio misurati vanno tuttavia corretti, tenendo conto dell'inerzia della massa dei componenti delle ruote. Vengono installati degli accelerometri, per poter misurare le accelerazioni verticali

dell'asse e correggere i valori delle sollecitazioni. Viene riportato un sintetico schema di funzionamento in fig. 1.5 e vengono messe in evidenza le sollecitazioni in esame in fig. 1.6.

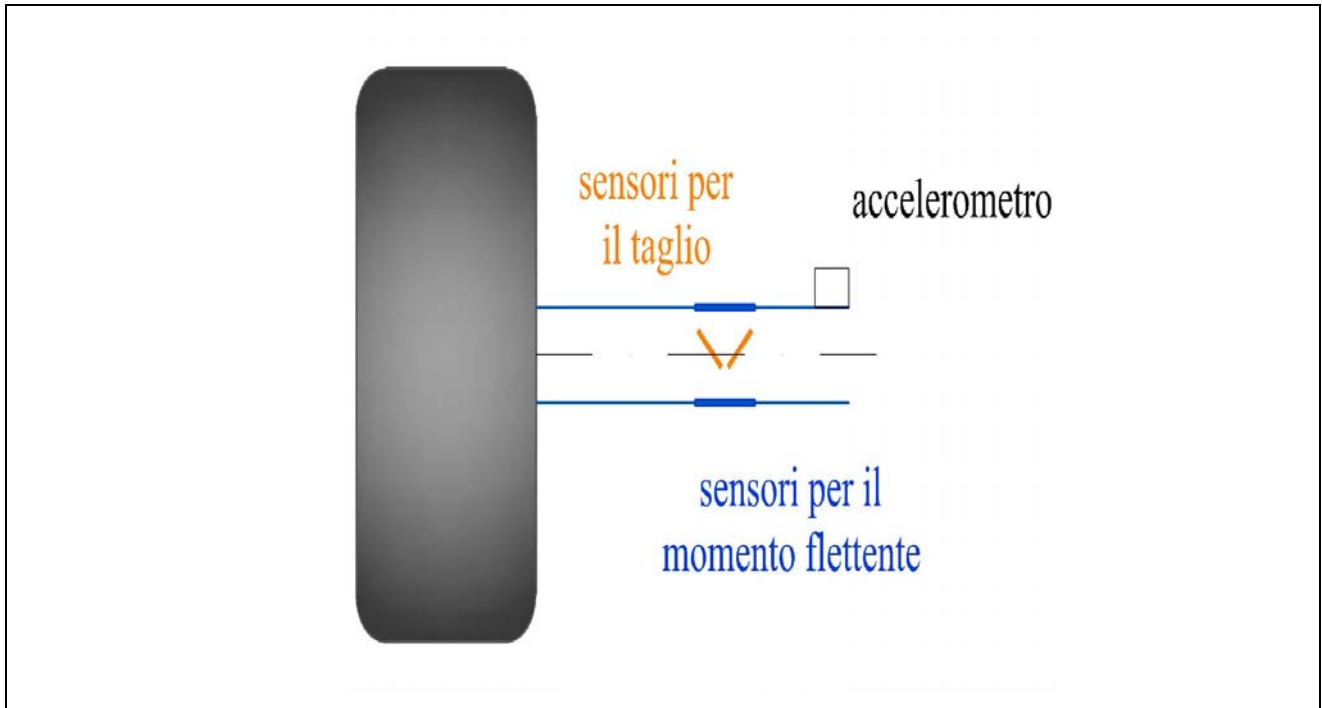


Fig. 1.5, schema di funzionamento del sistema a sensori di deformazione

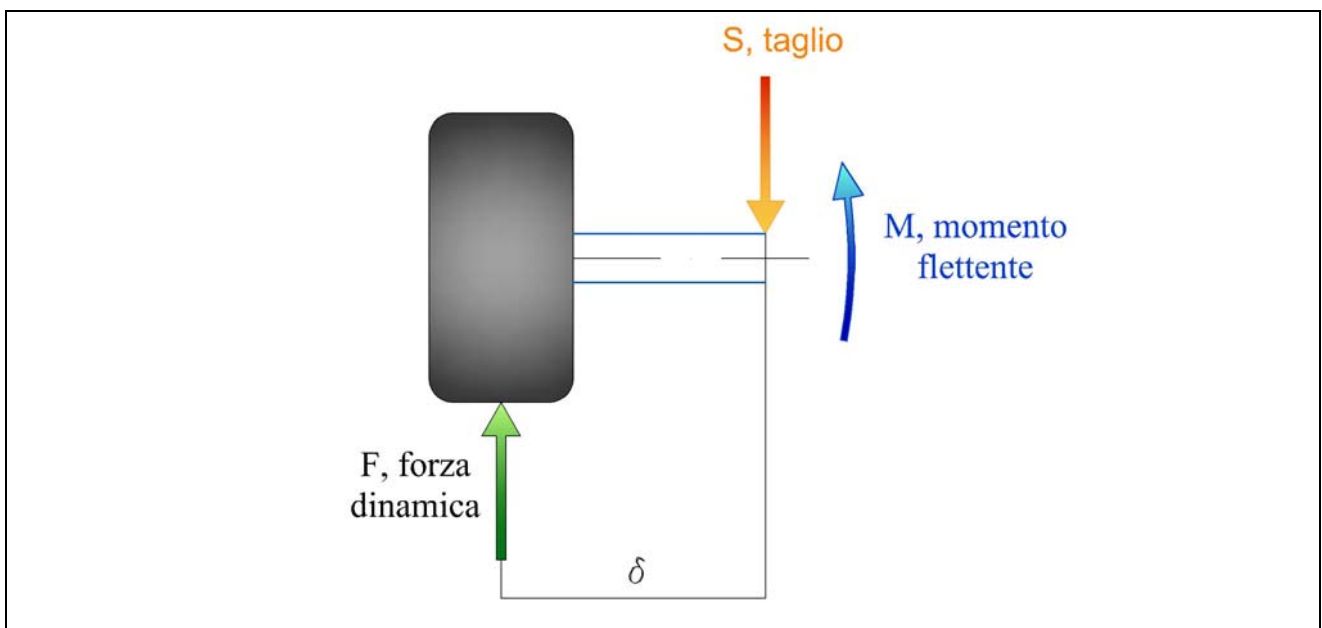


Fig. 1.6, forze sull'asse del sistema di misura

Si è detto che possono essere misurati i momenti flettenti sull'asse del veicolo. Tale misura comporta, ovviamente, vantaggi e svantaggi. Da un lato la misura dei momenti risulta conveniente rispetto alla misura del taglio, essendo quest'ultimo circa 2,5 volte inferiore rispetto al momento flettente. Questo implica che il momento sarà soggetto a un disturbo nelle misure di inferiore rilevanza rispetto a quello a cui è soggetto il taglio. Per contro, la misura del momento diventa imprecisa quando siano presenti movimenti laterali del pneumatico. In condizioni normali, infatti, si ipotizza che gli spostamenti laterali del centro di pressione del pneumatico siano molto piccoli rispetto alla distanza tra il sensore e il punto di applicazione del carico statico (indicata con δ in figura), pertanto si può assumere il braccio del momento pari a δ . Ci saranno quindi errori nel caso di spostamenti laterali, che causano una variazione del braccio.

In generale si preferisce usare le misure del taglio e trovare la forza definita dall'equazione

$$F = S + \ddot{z}_Q$$

Dove con \ddot{z}_Q si intende l'accelerazione delle masse cosiddette "fuoribordo", cioè le masse dei componenti delle ruote fuori dai sensori di deformazione.

Pressioni di gonfiaggio

I tentativi di misura delle forze dinamiche attraverso lo studio delle variazioni di pressione dei pneumatici non hanno avuto molto successo, finora. Questo perché la relazione tra variazione di pressione e la forza dinamica è non lineare e funzione della frequenza della forza.

Sono stati sviluppati diversi sistemi di misura delle deformazioni del pneumatico, quali ad esempio la misura delle deformazioni verticali attraverso un sensore ottico installato sull'asse, o ancora la misura delle deformazioni laterali con pick up meccanici o elettronici.

Entrambi i metodi di misura si basano sull'ipotesi che la rigidità verticale del pneumatico sia indipendente dalla sua velocità di rotazione. Questa ipotesi, tuttavia, non sembra essere corretta.

Sarà necessario tenere conto che la rigidità del pneumatico può ritenersi costante se la sua velocità di rotazione rimane costante. Questa osservazione risulterà lecita e non superflua quando si analizzeranno i modelli di simulazione delle forze dinamiche.

Esistono in letteratura molti altri metodi di misura delle forze dinamiche con sistemi installati direttamente sul veicolo. Tuttavia non si ritiene necessario riportarne ancora poiché, come evidenziato da Sweatman nella sua revisione tra tutti i metodi vehicle-based, il solo metodo realmente applicabile nella pratica risulta essere proprio quello dei sensori di deformazione applicati agli assi.

1.2.4 Sistemi "road-based"

Con questo metodo i carichi dinamici vengono misurati in punti fissi della strada integrando un sistema di sensori nella pavimentazione.

Al fine di avere un campione statisticamente significativo, è necessario disporre di un certo numero di misure del carico dinamico, in funzione delle frequenze e delle velocità.

In ogni caso, i sistemi road-based devono soddisfare determinate caratteristiche di:

- 1) Accuratezza: ciascun sensore deve misurare accuratamente il carico dinamico. Per fare questo, i sensori devono avere basso rumore, buona risoluzione e sensibilità uniforme nella piastra;
- 2) Posizionamento: deve essere tale da permettere la misura delle forze a bassa e alta frequenza.

Per quanto riguarda le forze ad alta frequenza, sarà necessario trovare la distanza minima tra due sensori successivi. Ciò può essere fatto facilmente ricordando l'espressione della lunghezza d'onda

$$\lambda = \frac{c}{\nu}, \text{ dove } c \text{ è la velocità di propagazione dell'onda e } \nu \text{ è la frequenza.}$$

Sostituendo a c la minima velocità del veicolo e a ν la frequenza massima che si vuole misurare, si ottiene la lunghezza d'onda. La lunghezza del tratto di strada tra due sensori successivi sarà una frazione della lunghezza d'onda.

Le forze a bassa frequenza, invece, portano a determinare la massima lunghezza del tratto di pavimentazione per il quale sarà necessario installare i sensori, questo perché occorre un certo numero di cicli di forze a bassa frequenza affinché il campione sia statisticamente significativo. Sostituendo nell'equazione sopra alla c la massima velocità del veicolo e alla ν la minima frequenza, si ottiene la distanza tale da permettere la registrazione di un ciclo completo di un carico alla minima frequenza di interesse. Tale distanza, ovviamente, coincide con la lunghezza d'onda. Volendo campionare n cicli del carico, sarà quindi necessario disporre la strumentazione per una lunghezza pari a $n \cdot \lambda_{LF}$, dove il pedice "LF" è acronimo di low frequencies. Un esempio di quanto descritto è riportato in fig. 1.7.

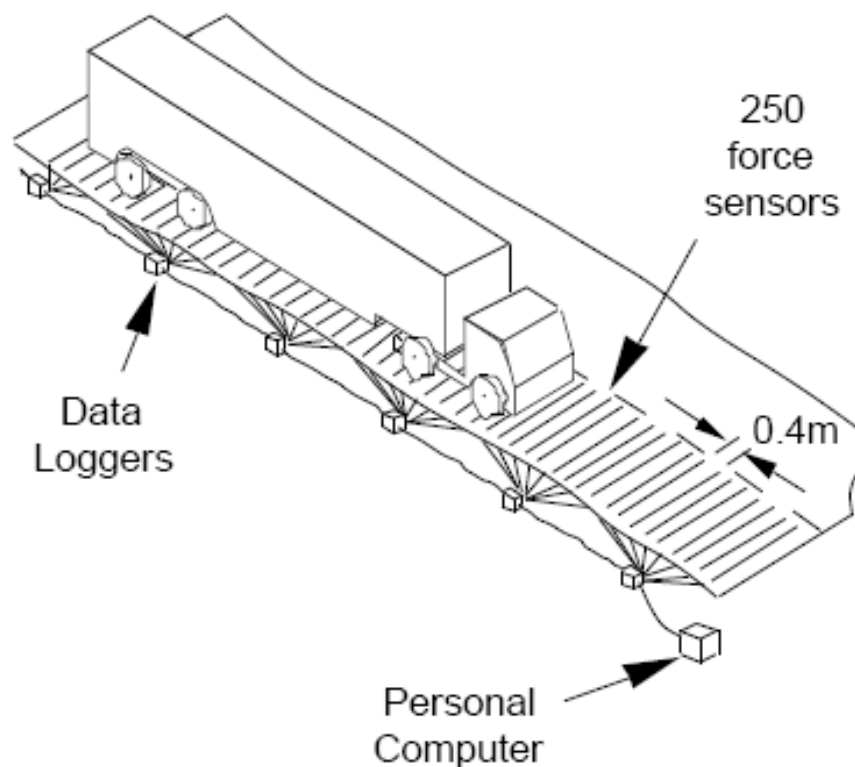


Fig. 1.7, esempio di strumentazione road-based

L'università di Cambridge ha sviluppato una sorta di tappeto (fig. 1.8) per le misure road-based formato da una successione di quadrati in materiale polimerico, spessi 13mm. Ogni quadrato contiene tre sensori montati perpendicolarmente rispetto al senso di moto (come si vede in fig. 1.7) e alla distanza di 0,4 m. Tale distanza è stata ricavata come descritto sopra, considerando una velocità minima di 16 m/s e una frequenza massima di 20 Hz. Il tappeto è lungo 100 m, valore anch'esso ricavato dai parametri velocità massima,

pari a 25 m/s, e frequenza minima, pari a 2 Hz, prevedendo di misurare 8 cicli completi della forza e minima frequenza.

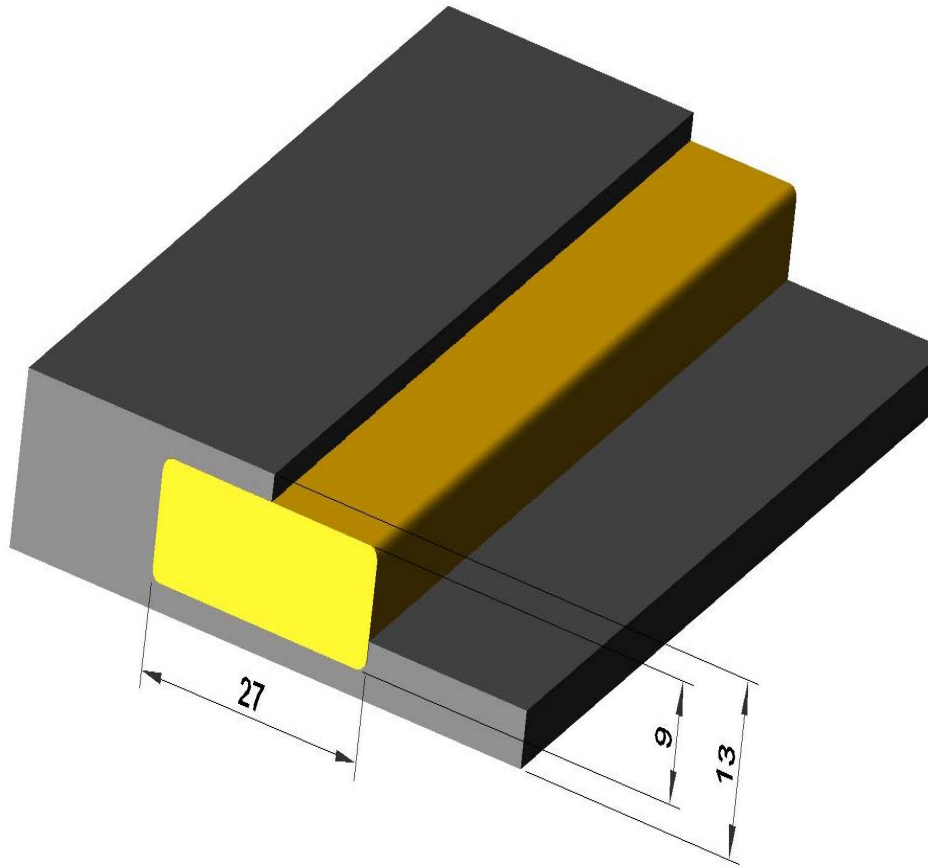


Fig. 1.8, sezione del tappeto polimerico e del sensore

1.2.5 Modelli di simulazione dei carichi dinamici

I modelli matematici usati per la simulazione dei carichi dinamici sono simili ai modelli usati per l'analisi del comportamento dei veicoli. Questo perché il carico dinamico è generato dall'oscillazione delle masse (sospese e non sospese) del veicolo, stimolato dalla rugosità della pavimentazione stradale.

Nel seguito verranno illustrati brevemente due semplici modelli, il "quarter car" e il "walking beam".

Modello quarter car

Il veicolo viene rappresentato con due masse forzate a muoversi in verticale, come si vede in fig. 1.9. È quindi un modello a due gradi di libertà, in cui $z_s(t)$ rappresenta le oscillazioni delle masse sospese e $z_u(t)$ le oscillazioni delle masse non sospese.

I carichi dinamici generati da questo modello sono in un campo di frequenze di 1,5-4 Hz, caratteristico delle masse sospese.

Va precisato che questo modello simula il comportamento di un una sospensione ad asse singolo, più precisamente analizza una singola ruota dell'asse.

Come si evidenzierà in seguito, i carichi dinamici considerati per una ruota di riferimento non prescindono dal comportamento delle altre ruote, anzi, ne sono fortemente influenzati, e allo stesso modo dipendono dal comportamento dell'intero veicolo. Pur essendo un modello molto semplice si ritiene opportuno studiarlo, in quanto le risposte di questo modello mettono in luce importanti caratteristiche dei carichi dinamici.

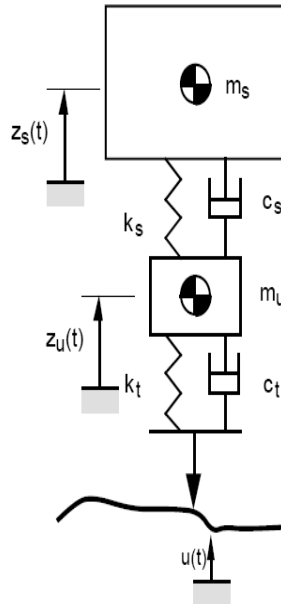


Fig. 1.9, schema del modello quarter car

m_s , massa sospesa

m_u , massa non sospesa

k_s , coefficiente di elasticità della massa sospesa

k_t , coefficiente di elasticità delle masse non sospese

c_s , coefficiente di smorzamento della massa sospesa

c_t , coefficiente di smorzamento delle masse non sospese

$z_s(t)$, spostamento verticale della massa sospesa

$z_u(t)$, spostamento verticale delle masse non sospese

$u(t)$, variazioni del profilo stradale

Modello walking beam

È un modello a tre gradi di libertà, $z_u(t)$, $z_s(t)$, θ_u . Una massa sospesa è obbligata a muoversi in verticale e una trave rigida, collegata alla sospensione da un giunto nel suo punto medio, unisce i due assi successivi. Questa configurazione in genere assicura una buona ripartizione del carico statico, infatti ha largo impiego per usi fuori strada.

Tuttavia il movimento di beccheggio della trave genera elevati carichi dinamici delle masse non sospese, e quindi ad alta frequenza.

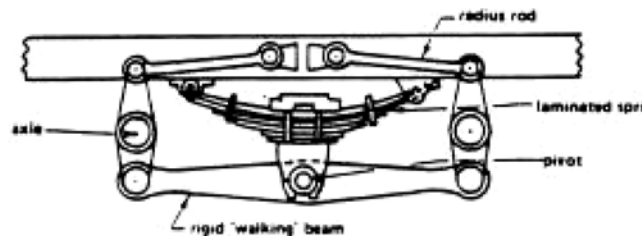


Fig. 1.10, esempio di sospensione walking beam

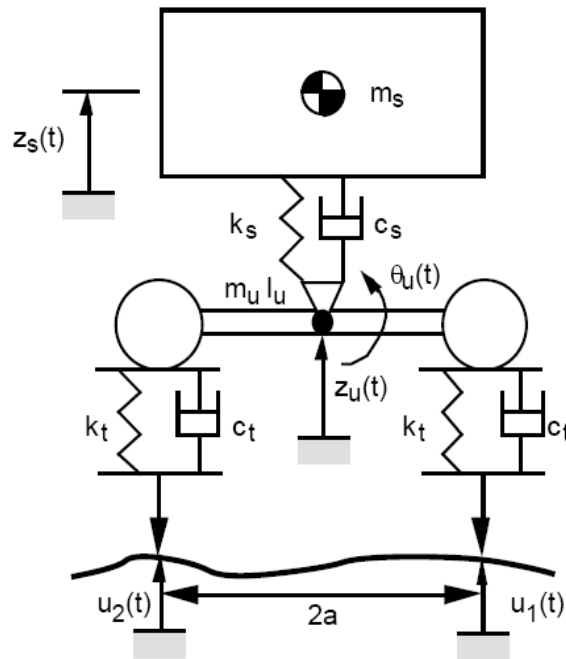


Fig. 1.11, schema del modello walking beam

I simboli omonimi hanno lo stesso significato del modello quarter car. Si precisano solo i simboli nuovi:

m_u , massa non sospesa (somma della massa della trave e dell'asse)

I_u , momento d'inerzia della massa non sospesa relativo al beccheggio

θ_u , beccheggio

$2a$, distanza tra gli assi

In entrambi i modelli è necessario il dato di input della pavimentazione, indicato con $u(t)$ che in sostanza rappresenta la rugosità, e il problema è riuscire ad esprimere matematicamente le variazioni di altezza del profilo stradale. Questo è possibile se si pensa alla rugosità come un segnale casuale. Nel seguito si indicheranno i punti salienti di questo ragionamento.

1.2.6 Generalità sui segnali

I fenomeni fisici di interesse per l'ingegneria vengono generalmente misurati e quindi originariamente resi disponibili per le analisi successive in funzione del tempo; sono rappresentati da storie temporali o record. Il valore in un dato istante di un record può

rappresentare una qualsiasi grandezza fisica, ad esempio nel caso dei carichi dinamici per le pavimentazioni può rappresentare uno spostamento o una forza.

Una classificazione dei segnali può essere fatta in base alla loro rappresentabilità. In tal senso si distinguono:

- 1) segnali deterministici: sono associati ad una funzione matematica, conoscendo la quale è possibile conoscere il valore del segnale in un determinato istante. Vale per quei fenomeni fisici in cui è possibile determinare con ragionevole precisione l'andamento futuro della grandezza in esame.
- 2) segnali random: segnali assolutamente casuali, per i quali non è possibile fare alcuna previsione tanto che, conoscendo il valore del segnale al tempo t , non è possibile prevedere il suo valore al tempo $t+dt$. Per questi fenomeni ogni osservazione fornisce una storia temporale unica e generalmente irripetibile.

Un qualsiasi segnale può essere rappresentato come la somma di infinite componenti armoniche, ciascuna con frequenza e ampiezza proprie.

Può risultare molto utile studiare i segnali analizzandone lo spettro, ovvero l'andamento dell'ampiezza e della fase delle componenti armoniche in funzione della frequenza delle componenti stesse. In sostanza, si costruisce un grafico con la frequenza in ascissa e l'ampiezza del segnale in ordinata. Lo spettro può essere continuo o discreto, a seconda del segnale. Ad esempio, lo spettro di un'onda armonica di ampiezza A e frequenza ν è individuato nel grafico sopra citato dal punto (ν, A) , mentre lo spettro di un segnale random risulterà continuo nella banda di frequenze considerata.

Autospettri

Supponiamo di avere un segnale temporale $a(t)$. Si definisce potenza istantanea del segnale

$$P = [a(t)]^2$$

Considerando un periodo di osservazione pari a T , si può definire la potenza media del segnale nel periodo di osservazione T dal teorema della media integrale

$$P_m(a) = \frac{1}{T} \int_0^T [a(t)]^2 dt$$

Ci chiediamo ora quale sia l'espressione della potenza media nel dominio delle frequenze. Consideriamo, per quanto detto nel paragrafo precedente, una singola componente armonica del segnale $a(t)$

$$a(t)_k = A_k \cos(2\pi v_k t + \varphi_k)$$

È possibile dimostrare che la potenza media nel periodo di osservazione è

$$P_m(a_k) = \frac{A_k^2}{2}$$

Occorre introdurre un'ultima entità, chiamata autospettro. L'autospettro è una funzione reale e fornisce la distribuzione di potenza (A_k^2) del segnale analizzato in funzione della frequenza. Si omette il calcolo dell'autospettro, tuttavia si ritiene opportuno ricordare che:

- 1) l'osservazione del segnale non può essere fatta in un tempo infinito;
- 2) la funzione $a(t)$ non è nota con continuità nel tempo ma è campionata in un certo numero di istanti, ciascuno di passo Δt .

L'autospettro si indica con $S_{AA}(v)$. Nel caso dei segnali random, come già anticipato sopra, lo spettro è continuo, pertanto si preferisce usare la funzione Densità di Potenza Spettrale, PSD (Power Spectral Density).

$$PSD_{AA} = \frac{S_{AA}(v)}{\Delta v}$$

distribuzione di potenza, A_k^2

Larghezza di banda

Nota la funzione densità di potenza spettrale è possibile costruire il grafico con le frequenze in ascissa e la PSD in ordinata.

1.2.7 Metodi di simulazione e risultati

La simulazione dei carichi dinamici può essere fatta nel dominio del tempo o nel dominio della frequenza.

Simulazioni nel dominio del tempo, T

Le simulazioni nel dominio del tempo si usano quando il modello del veicolo è non lineare e quando è richiesta una risposta a un segnale deterministico.

Forniscono la storia temporale, o report, della grandezza che interessa, in questo caso i carichi dinamici.

Vengono risolte le equazioni del moto integrandole rispetto al tempo, e i risultati sono le storie temporali, o record, della risposta del veicolo alla rugosità, e quindi i carichi dinamici.

Per maggiori dettagli si veda l'appendice A, "simulazione delle forze dinamiche nel dominio del tempo".

Simulazioni nel dominio della frequenza, ν

Le simulazioni nel dominio della frequenza, invece, vengono fatte per segnali random e per modelli del veicolo lineari. In questo modo, viene calcolata la densità di potenza spettrale $S_F(\nu)$ delle variabili di output (forze dinamiche, accelerazioni, ecc...) a partire dalla densità di potenza spettrale del profilo stradale, $S_u(\nu)$ e da una funzione $H(\nu)$ che compare nella relazione

$$\underline{F} = [H(\nu)]\underline{U}$$

$H(\nu)$ lega il carico dinamico al vettore \underline{U} .

\underline{F} è il vettore delle ampiezze delle forze dinamiche. Per capire cosa rappresenta \underline{U} bisogna tornare all'input del profilo stradale. Lo si assume sinusoidale con andamento secondo la legge

$$u(t) = Ue^{i\omega t}$$

Ricordando come è possibile rappresentare un numero complesso (fig. 10), si avrà

$$z = x + iy$$

$$z = r(\cos \varphi + \text{sen}\varphi)$$

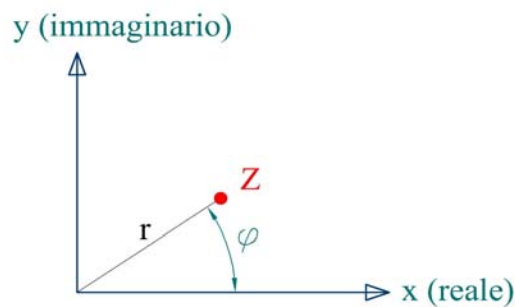


Fig. 1.12, rappresentazione grafica dei numeri complessi

E usando la formula di Euler si può scrivere infine

$$z = re^{i\varphi}$$

Dove r è definito come modulo del numero complesso z , e φ è l'argomento, che nelle applicazioni ingegneristiche assume il significato di fase. Possiamo concludere che U è quindi l'ampiezza del segnale $u(t)$ in un fissato istante, cioè l'altezza del profilo della pavimentazione rispetto a un piano di riferimento nel dato istante t . Infine, ci sono ora tutti gli elementi per definire $H(\nu)$, che è la funzione che lega il carico dinamico, indicato con F , con l'altezza della pavimentazione per un fissato riferimento.

Per ogni frequenza di interesse ν viene calcolata la corrispondente densità spettrale $S_F(\nu)$.

1.2.8 Risultati

Simulazioni nel dominio del tempo

Come già anticipato, i grafici mostrano la storia temporale della grandezza in esame. Entrambi sono stati ricavati per un veicolo alla velocità di 80 km/h. Il valore medio del carico rispetto al quale oscillano i carichi dinamici simulati è di 100 kN, rappresentativo per gli assi tandem su strada.

Si ritiene importante sottolineare che i risultati che verranno esposti nel seguito sono puramente teorici, e non sono accompagnati da una specifica conferma sperimentale. Questo non è però un motivo sufficiente per scartarli a priori, visto che da uno studio teorico, per quanto approssimato, è possibile cogliere alcune delle caratteristiche più significative dei carichi dinamici, e usare le conoscenze acquisite per future e più approfondite sperimentazioni.

Il grafico di fig. 1.13 rappresenta l'andamento del carico dinamico in risposta a un gradino di 10mm nel profilo della pavimentazione, come può avvenire ad esempio tra i giunti delle pavimentazioni in calcestruzzo quando questi sono posti erroneamente in opera.

Il modello quarter car fornisce subito un alto carico dinamico, in risposta alla discontinuità concentrata del profilo stradale, che viene però smorzato rapidamente dall'ammortizzatore. Da qui l'oscillazione delle masse sospese prosegue per circa 2 secondi, generando carichi dinamici a bassa frequenza.

Il walking beam presenta un comportamento differente. Il primo asse genera un carico circa uguale a quello di picco del quarter car, ma l'oscillazione ad alta frequenza prosegue smorzandosi molto più lentamente. Il secondo asse ha il picco massimo, ma poi segue lo stesso comportamento del primo asse.

Come si era già anticipato, il modello walking beam (e quindi le relative sospensioni per le quali il modello può essere rappresentativo) porta a carichi dinamici generalmente superiori rispetto al modello quarter car, per via dell'oscillazione ad alta frequenza del gruppo asse-trave, circa a 9 Hz.

Dal confronto tra walking beam e quarter car emerge che:

- 1) i carichi di picco sono circa identici,

- 2) il quarter car genera carichi dinamici a frequenza molto inferiore rispetto al walking beam, indicativamente 2 Hz contro 9 Hz.

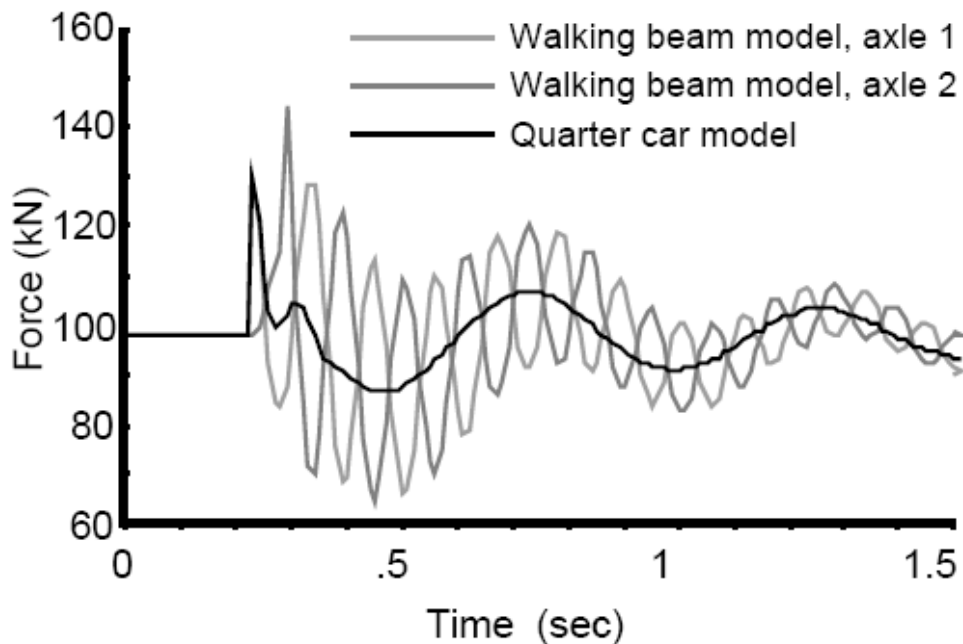


Fig. 1.13, confronto tra quarter car e walking beam nella risposta a un gradino di 10mm (record)

Il grafico di fig. 1.14 è rappresentativo del comportamento dei due modelli su una pavimentazione con un “buon” profilo.

Le considerazioni fatte sopra valgono anche in questo caso, infatti emerge chiaramente la vibrazione ad alta frequenza delle masse non sospese del walking beam.

Il quarter car simula le oscillazioni delle masse non sospese, quindi a una frequenza di circa 2 Hz.

Il movimento di rollio del walking beam genera carichi dinamici di picco molto più elevati, con variazioni del carico dinamico anche del 40% rispetto al valore medio di 100 kN.

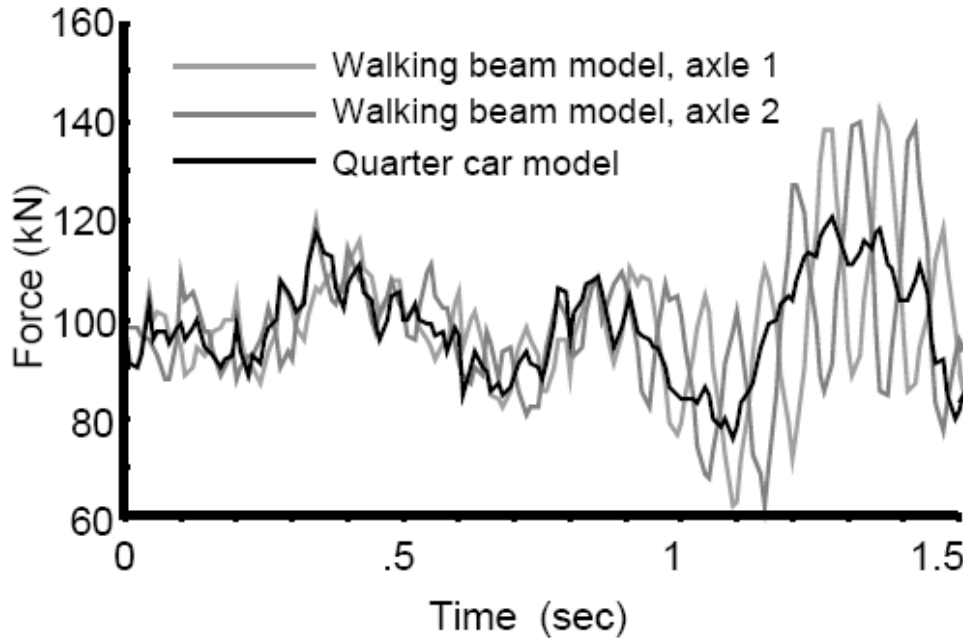


Fig. 1.14, confronto tra quarter car e walking beam nella risposta a una pavimentazione “normale” (record)

Simulazioni nel dominio della frequenza

I grafici che seguono mostrano la densità spettrale dei carichi dinamici. Si ricorda che lo spettro di un segnale indica l'andamento dell'ampiezza delle componenti armoniche in cui viene scomposto il segnale in funzione della frequenza associata alle componenti stesse. Per i segnali random lo spettro è continuo e variabile con le frequenze, anche se usualmente si preferisce studiare un segnale random attraverso la funzione densità di potenza spettrale, PSD, definita in precedenza. Le dimensioni di tale funzione sono di un'ampiezza al quadrato divisa per una frequenza

$$[\text{PSD}] = \frac{[\text{ampiezza}]^2}{[\text{Hz}]}$$

Se il segnale è la forza, la sua ampiezza, o modulo, altro non è che il valore assoluto della forza, espresso quindi in kN. Da qui si spiegano le dimensioni fisiche in ordinata

$$[\text{PSD}] = \frac{[\text{kN}]^2}{[\text{Hz}]}$$

Si porta ora l'attenzione al grafico di fig. 1.15, relativo alla risposta del modello quarter car su una pavimentazione "normale". Come era prevedibile, alla frequenza di 2 Hz si ha un picco della potenza spettrale, corrispondente alla frequenza di oscillazione delle masse sospese. Per le altre frequenze la densità spettrale del carico non presenta picchi, e segue un andamento piatto, sostanzialmente come se non ci fosse alcun segnale. Nella realtà si riscontra una vibrazione delle ruote, quindi delle masse sospese, alla frequenza di 12 Hz, ma tale vibrazione non risulta dal modello. D'altronde è quanto ci si aspetta, visto che le oscillazioni ad alta frequenza sono ben smorzate dagli ammortizzatori, e di entità tali da non essere visibili in una scala lineare. Anche nel dominio della frequenza, il modello quarter car fornisce lo stesso risultato di vibrazione a bassa frequenza, subito smorzata dagli ammortizzatori.

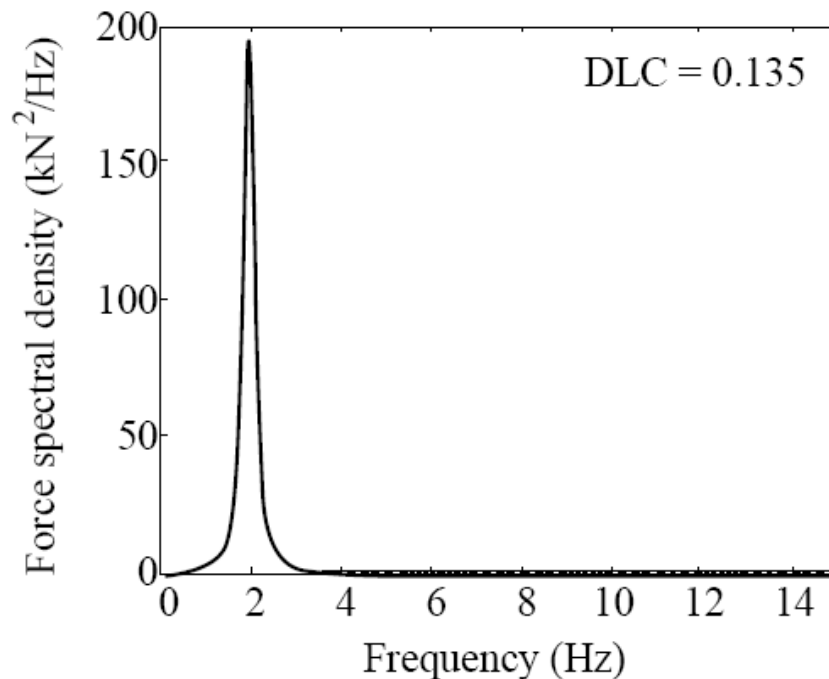
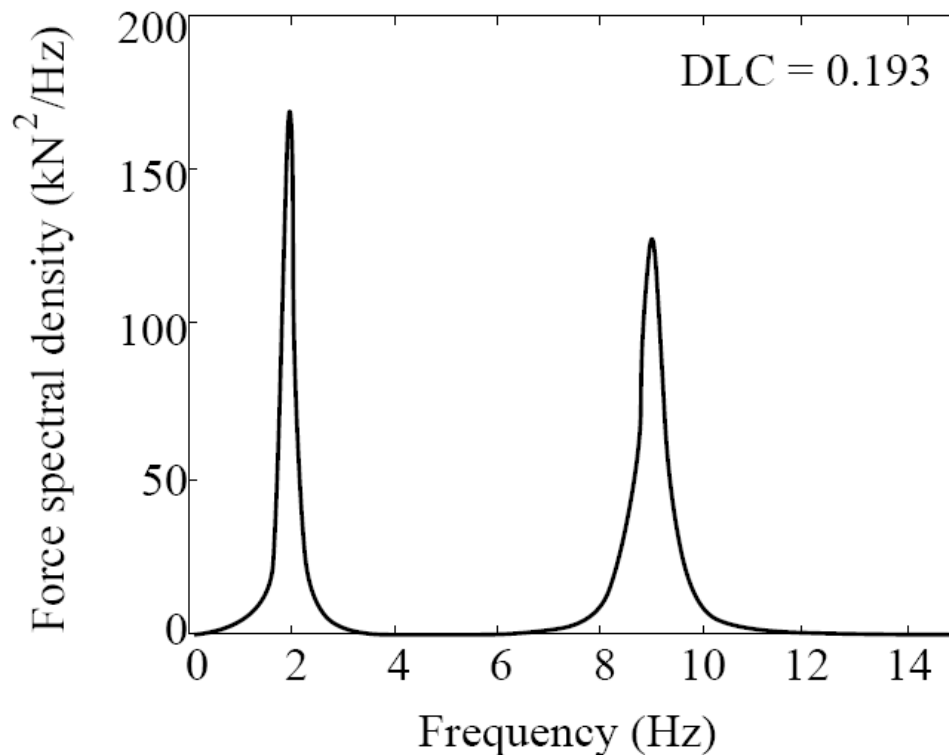


Fig. 1.15, confronto tra quarter car e walking beam nella risposta del quarter car per una pavimentazione "normale" (spettro)

Per quanto riguarda il walking beam (fig. 1.16), non si possono che ribadire anche nel dominio della frequenza le stesse osservazioni fatte per i record temporali. Oltre all'oscillazione delle masse sospese che avviene alla frequenza di 2 Hz, si riscontra l'oscillazione della trave che collega gli assi successivi, alla frequenza di circa 9 Hz.

Quanto esposto qualitativamente trova riscontro nel DLC, indice, dell'intensità del carico dinamico. Il DLC del modello quarter car è circa uguale a 0,13, mentre quello del walking beam è pari a 0,19; ciò dimostra che i carichi dinamici generati dal walking beam sono superiori rispetto a quelli generati dal quarter car, come osservato nei precedenti grafici.



(b) Walking–beam model

Fig. 1.16, confronto tra quarter car e walking beam nella risposta del walking beam per una pavimentazione normale (spettro)

1.2.9 Caratteristiche dei carichi dinamici

Se si osservano con attenzione i risultati dei modelli finora esposti è possibile notare come i carichi dinamici siano fortemente dipendenti da alcuni fattori:

- 1) rugosità della pavimentazione; si notino, ad esempio, le differenze del DLC tra i modelli teorici quarter car e walking beam, simulati per una data rugosità, e i valori del DLC riportati nella tabella di fig. 1.4. Ragionando in termini astratti, la rugosità è

l'input del sistema, e risulta evidente che cambiando l'input cambierà anche la risposta del sistema (output), e cambieranno quindi i carichi dinamici.

- 2) velocità del mezzo; si è visto, per il singolo pneumatico, che al crescere della velocità i carichi dinamici verticali aumentano in ampiezza e diminuiscono in frequenza. Proviamo a estendere qualitativamente il ragionamento a un'automobile. È esperienza comune che una vettura in autostrada tenda ad oscillare meno sulle sospensioni rispetto a una vettura che si muove su una strada urbana (a velocità presumibilmente minore). Tuttavia noteremo che le oscillazioni dell'automobile in autostrada sono sì a minor frequenza, ma ben più ampie rispetto a quelle dell'auto che si muove in un percorso urbano.
- 3) sistema di sospensioni;
- 4) pneumatici, quindi pressione di gonfiaggio, area d'impronta, tipo di pneumatico;

La variazione di uno di questi parametri porta a una variazione del carico sulla pavimentazione, sia come intensità che come frequenza. Gli elementi sopra elencati sono estremamente importanti, per questo motivo verranno approfonditi in seguito nei capitoli dedicati.

1.2.10 Simulazione dei carichi dinamici per un pneumatico isolato

Abbiamo visto come i carichi dinamici possano essere simulati usando modelli di analisi dei veicoli, nello specifico sono stati introdotti e commentati il modello quarter car, a due gradi di libertà, e il modello walking beam, a tre gradi di libertà. Questi modelli tendono però a concentrarsi sulle frequenze più basse, in una banda inferiore ai 15 Hz, trascurando le vibrazioni dei singoli pneumatici. Questo si deve alla semplice schematizzazione delle ruote all'interno delle masse non sospese, alle quali vengono semplicemente assegnati una massa, m_u , e due parametri che indicano il comportamento meccanico, k_u , il coefficiente della molla, e c_u , il coefficiente di smorzamento.

È possibile avere una visione più dettagliata del comportamento delle masse non sospese, in particolare del comportamento dei pneumatici, spingendosi più nel dettaglio nella modellizzazione.

Riproponendo la situazione, già studiata in precedenza, di un gradino improvviso nella superficie stradale, si farà un confronto tra i modelli walking beam e quarter car e un

modello 3-D di un pneumatico. Verrà quindi analizzata la risposta transitoria di un pneumatico isolato che incontra una discontinuità improvvisa nella pavimentazione.

Modello

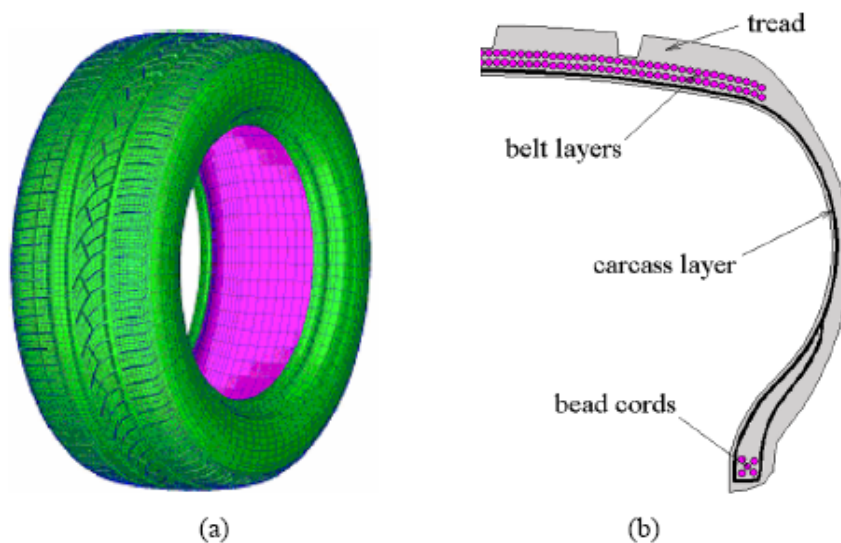
La ruota viene simulata in 3-D, come anticipato prima, ad elementi finiti (fig. 1.17). Fondamentalmente possiamo distinguere due materiali diversi:

- 1) gomma semplice;
- 2) gomma rinforzata con fili d'acciaio.

Mentre per la struttura si distingue in

- 1) corpo;
- 2) battistrada.

Il battistrada non è simmetrico (fig. 1.18), pur essendo quest'ultima una scelta che semplifica notevolmente l'onere di calcolo per la CPU, infatti è stata quasi sempre usata in passato.



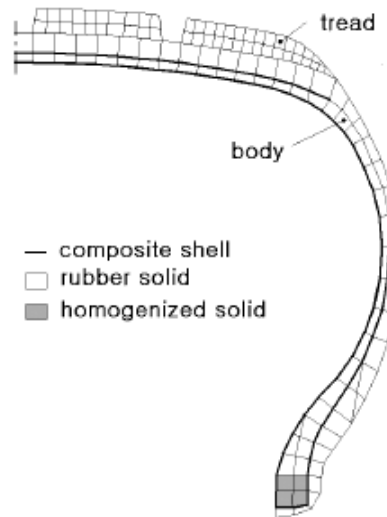


Fig. 1.17, modello 3-D del pneumatico con battistrada asimmetrico e sezione trasversale 2-D

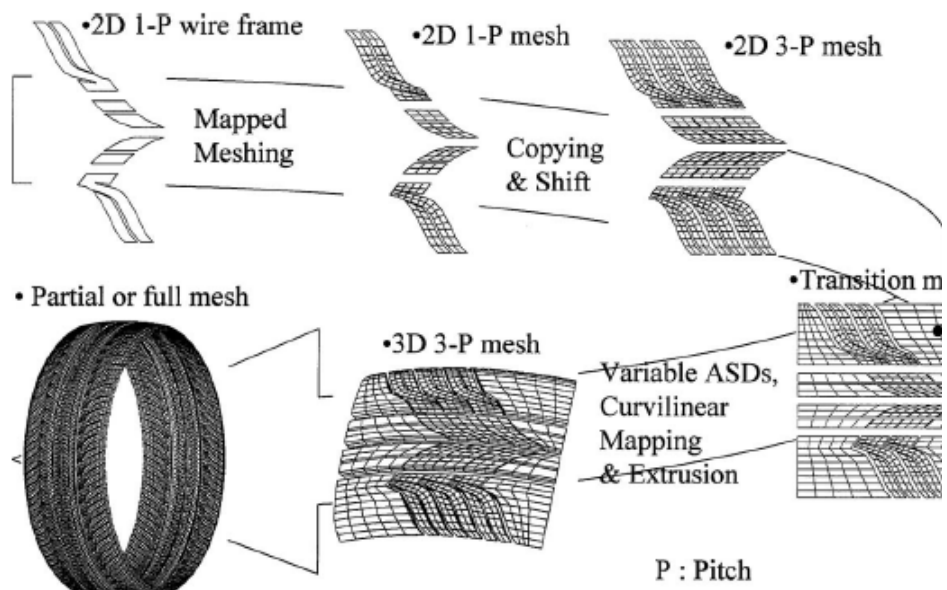


Fig. 1.18, creazione passo-passo del battistrada asimmetrico

Il pneumatico è simulato come una serie di elementi rigidi senza massa. Per tener conto delle caratteristiche dinamiche, si considera una massa associata all'intera ruota, che è la massa totale del pneumatico, e il suo momento d'inerzia rispetto all'asse attorno al quale avviene la rotazione. Si preferisce non spingersi oltre nel dettaglio della

modellizzazione del pneumatico, limitando a riportare gli elementi qualitativamente più significativi.

Esperienza

Il pneumatico viene impostato a una pressione di gonfiaggio di 179,3 kPa, e viene fatto ruotare a una velocità di 40 km/h. Tali valori sono quelli iniziali, verranno modificati nel corso dell'esperienza.

Sull'asse del pneumatico agisce inizialmente una forza verticale $F_y = 4,67\text{kN}$

La strada non viene simulata come un piano orizzontale avente una data rugosità, ma si farà riferimento a un cilindro rotante di raggio pari a 1,7 m, con un gradino alto 12,7 mm e largo circa 50 mm.

Il cilindro viene fatto ruotare con la velocità angolare desiderata, mantenendo a contatto il pneumatico con la superficie del cilindro stesso. Tale velocità di rotazione viene determinata partendo dalla velocità di rotolamento del pneumatico, che è fissata.

Si riportano nel seguito due figure a supporto della descrizione fatta.

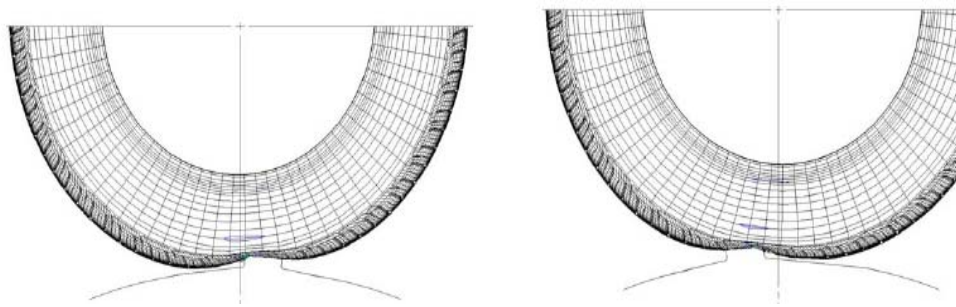


Fig. 1.19, passaggio del pneumatico sul gradino

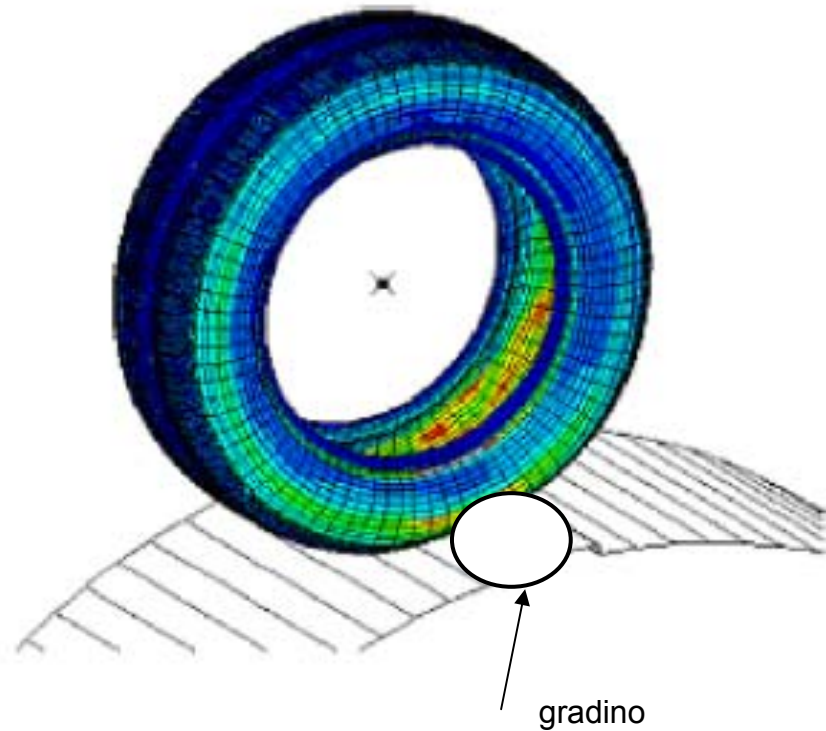


Fig. 1.20, modello del pneumatico al momento dell'impatto con un gradino del cilindro circolare rotante

Risultati

I risultati che verranno riportati in questo paragrafo mostrano l'andamento delle forze orizzontali e verticali nel dominio del tempo e nel dominio della frequenza.

In questo caso, a differenza dei modelli precedenti, è possibile avere un confronto tra risultati teorici e sperimentali. Tuttavia il confronto non può essere numerico, e quindi diretto, poiché i risultati teorici sono espressi in termini di forze (quindi in kN), mentre i risultati sperimentali in termini di accelerazioni (quindi in m/s^2). È comunque possibile fare un confronto qualitativo per l'andamento delle curve che si ricavano, molto importante ai fini della comprensione generale del fenomeno.

Risultati nel dominio del tempo

Confrontiamo ora il record teorico della forza orizzontale con quello della forza verticale.

L'ampiezza della frequenza di risonanza (o naturale) è 5 volte superiore per la forza orizzontale rispetto a quella verticale. La forza orizzontale (fig. 1.21), infatti, passa da valori di -3 kN a valori di circa 4 kN, quindi con 7 kN di differenza, mentre la forza verticale oscilla da un minimo di 4 kN a un massimo di 5,4 kN, con un salto di 1,4 kN. Si ricorda che la frequenza di risonanza, o naturale, è quella frequenza (o quelle frequenze) alla quale un sistema disturbato vibra "spontaneamente". L'oscillazione è poi chiaramente smorzata, da cui l'attenuazione delle ampiezze che osserviamo. Si precisa che lo smorzamento viene ipotizzato proporzionale alla massa del pneumatico, con un valore $c = 0,49 \text{ N sec/m}$.

A questo proposito, osserviamo il record temporale teorico della forza verticale (fig. 1.22) e confrontiamolo con quello sperimentale. Non è possibile, come si è detto, un confronto diretto tra i record, perciò le considerazioni che si fanno in proposito sono approssimate, seppur basate su dati reali. Si nota qualitativamente come le ampiezze e le frequenze dei risultati sperimentali siano superiori rispetto a quelle predette nel modello. Questo è giustificabile nella scelta del coefficiente di smorzamento, evidentemente sovrastimato rispetto a quello reale. Da notare come nei modelli walking beam e quarter car il coefficiente di smorzamento fosse posto pari a 4 kN sec/m, ben superiore rispetto al valore che si adotta ora. Questo tra l'altro giustifica le più elevate frequenze dei carichi in questa analisi, come verrà evidenziato meglio in seguito.

Consideriamo ora la frequenza delle due forze. È immediato osservare che la forza verticale ha una frequenza superiore rispetto alla forza orizzontale, circa del doppio. Nell'intervallo compreso tra 0,00 e 0,09 secondi, la forza orizzontale compie un po' più di tre cicli, mentre per la forza verticale, nello stesso intervallo, si osservano circa 6 cicli. Confrontando il grafico teorico con quello sperimentale della forza verticale, si può notare come la frequenza misurata sia leggermente superiore rispetto a quella predetta dal modello, questo perché il coefficiente di smorzamento è sovrastimato rispetto al reale smorzamento del pneumatico.

Un'ultima osservazione può essere fatta sul cosiddetto "rumore", notando come questo sia quasi trascurabile per la forza orizzontale, al contrario di quanto risulta per la forza verticale.

In sintesi, dal confronto tra la fig. 1.21 e la fig. 1.22 possiamo concludere che:

- 1) le forze orizzontali hanno un'ampiezza naturale circa cinque volte maggiore rispetto a quelle verticali;
- 2) le forze verticali hanno una frequenza superiore rispetto a quelle orizzontali, circa del doppio;

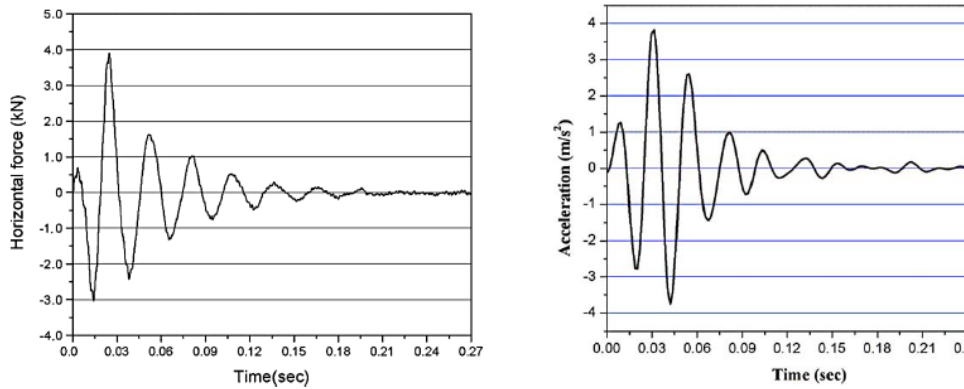


Fig. 1.21, andamento nel tempo della forza orizzontale (teorico a sinistra, sperimentale a destra)

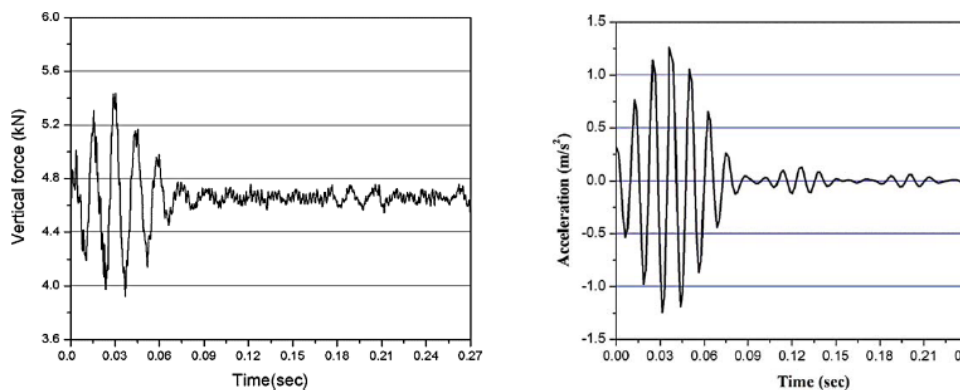


Fig. 1.22, andamento nel tempo della forza verticale (teorico a sinistra, sperimentale a destra)

Interessante è lo studio teorico delle forze al variare della velocità e della pressione.

Nella fig. 1.23 sono riportati gli andamenti delle forze in funzione del tempo e di tre velocità fissate, cioè 40 km/h (che è, ricordiamo, la velocità iniziale), 60 km/h e 80 km/h.

La forza orizzontale diminuisce in ampiezza all'aumentare della velocità, inoltre risulta stabilizzarsi più rapidamente. Passa infatti da un valore massimo di 4 kN, alla velocità di 40 km/h, a un valore di 2,5 kN, massimo in valore assoluto per la velocità di 80 km/h.

Al contrario, la forza verticale aumenta in ampiezza e diventa più instabile al crescere della velocità, in particolare l'oscillazione è tra 4 kN a 5,5 kN a 40 km/h, e tra 3,3 kN e circa 6 kN a 80 km/h.

A prima vista emerge anche una diminuzione della frequenza della forza verticale all'aumentare della velocità, aspetto che sarà meglio analizzato in seguito. All'aumentare della velocità, quindi, aumentano le ampiezze dei carichi verticali, e diminuisce la frequenza.

È possibile spiegare questo comportamento riferendosi a un'esperienza comune. Immaginiamo di far scivolare con una mano un oggetto su una superficie piana, ad esempio un tavolo, mantenendo sempre a contatto l'oggetto con la superficie, e supponiamo di incontrare a un certo punto un piccolo ostacolo. Se la velocità con cui trasciniamo l'oggetto è bassa, avremo una significativa resistenza dell'ostacolo, che si traduce in una necessità di spingere con forza l'oggetto, e nel superare l'ostacolo la mano vibrerà leggermente. Nei termini del problema del pneumatico, per intenderci, la forza necessaria per spingere l'oggetto oltre l'ostacolo è la forza orizzontale, ed è pari alla resistenza dell'ostacolo sull'oggetto, mentre la vibrazione della mano rappresenta qualitativamente l'andamento dell'ampiezza della forza verticale. Ora, se ripetiamo il passaggio aumentando la velocità dell'oggetto, incontreremo una resistenza minore, visto che abbiamo aumentato l'energia cinetica, ma la mano vibrerà più intensamente. Analogamente, la compressione verticale del gradino sul pneumatico avviene in un tempo tanto più breve quanto maggiore è la velocità del pneumatico, e questo induce a moduli della forza verticale crescenti con la velocità. Diminuiscono quindi le forze orizzontali, ma aumentano le forze verticali, come percepiamo istintivamente dalla vibrazione della mano.

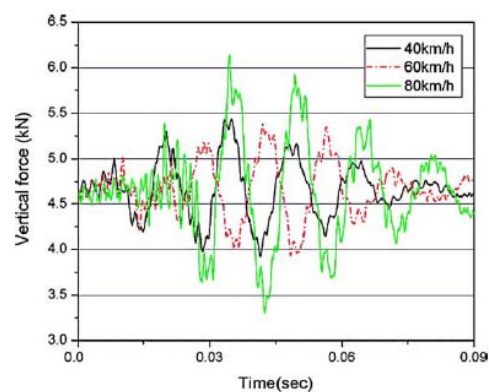
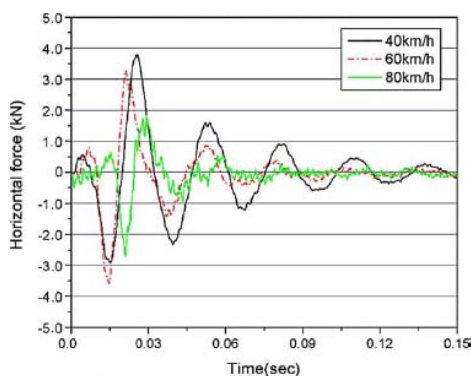


Fig. 1.23, record delle forze orizzontale e verticale in funzione della velocità
(40 km/h in nero, 60 km/h in rosso, 80 km/h in verde)

Nella fig. 1.22 vengono analizzati i record delle forze al variare della pressione di gonfiaggio, il cui valore iniziale, si ricorda, è stato posto pari a 179,3 kPa, e tale valore viene successivamente incrementato fino a 220,6 kPa e diminuito fino a 137,9 kPa.

La forza orizzontale non presenta un legame significativo con la pressione di gonfiaggio, mentre per la forza verticale un aumento della pressione corrisponde a una diminuzione dell'ampiezza del carico, contrariamente a quanto avviene per la velocità.

Se aumenta la pressione di gonfiaggio, aumenta la rigidità del pneumatico, e quindi è maggiore la quota parte di carico assorbito da pneumatico stesso. Di conseguenza la forza dinamica trasmessa a terra decresce all'aumentare della pressione.

Si è tuttavia portati a pensare che questa tendenza non prosegua all'infinito. Esisterà, cioè, un valore ottimale della pressione di gonfiaggio, in corrispondenza del quale sarà massima la quota di carico assorbita dal pneumatico.

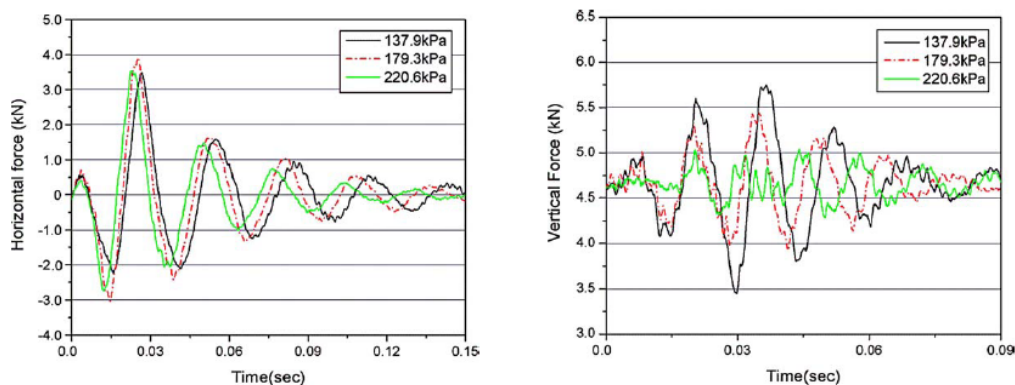


Fig. 1.24, record delle forze orizzontale e verticale in funzione della
pressione di gonfiaggio

In conclusione, possiamo riassumere le osservazioni sin qui fatte:

- 1) le forze verticali crescono all'aumentare della velocità e diminuiscono all'aumentare della pressione di gonfiaggio del pneumatico;
- 2) le forze orizzontali diminuiscono al crescere della velocità, e non presentano sensibili variazioni con la pressione di gonfiaggio.

Risultati nel dominio della frequenza

Si è detto precedentemente che le forze verticali hanno una frequenza circa due volte superiore rispetto alle forze orizzontali, e osservando fig. 1.25 e fig. 1.26 ne troviamo riscontro.

La frequenza naturale della forza orizzontale è di 36,6 Hz nello spettro teorico (40 Hz in quello sperimentale), mentre la frequenza naturale della forza verticale è di 71 Hz nello spettro teorico (76 Hz in quello sperimentale), che risulta essere circa il doppio, come già sottolineato.

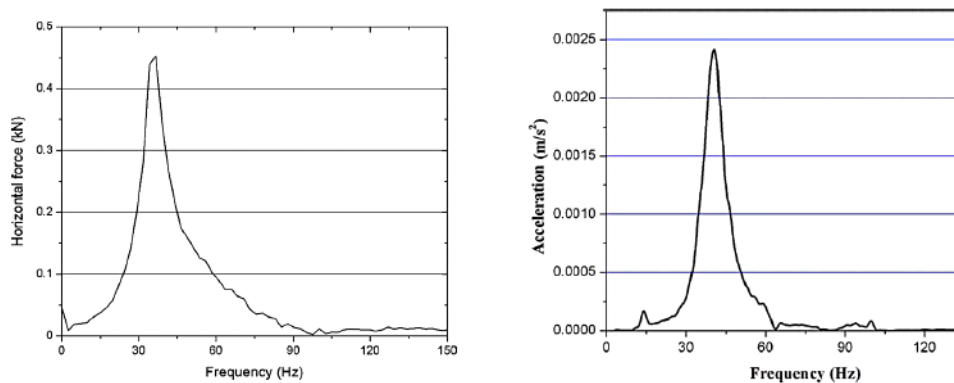


Fig. 1.25, spettro della forza orizzontale (teorico a sinistra, sperimentale a destra)

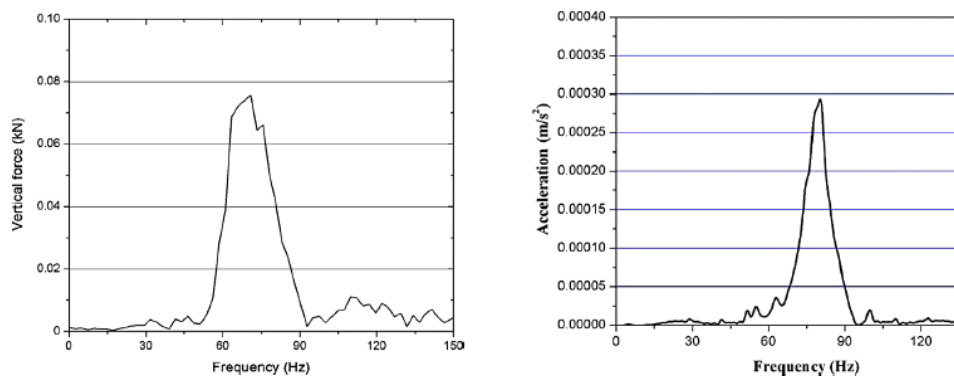


Fig. 1.26, spettro della forza verticale (teorico a sinistra, sperimentale a destra)

Analizzando l'andamento delle forze al variare della velocità, si verifica quanto già anticipato nello studio dei record temporali, con comportamento opposto delle forze orizzontale e verticale. Al crescere della velocità, infatti, cresce la frequenza naturale della

forza orizzontale, 36,6 Hz, 36,6 Hz e 39,1 Hz rispettivamente per 40 km/h, 60 km/h e 80 km/h, mentre diminuisce la frequenza naturale della forza verticale, che risulta essere di 71 Hz, 65,9 Hz e 63,5 Hz rispettivamente per 40 km/h, 60 km/h e 80 km/h. La successiva fig. 1.25 mostra quanto ora esposto.

Lo spettro delle forze in funzione della pressione di gonfiaggio è riportato in fig. 1.26. Anche in questo caso il comportamento si ribalta, cioè la forza verticale aumenta in frequenza all'aumentare della pressione di gonfiaggio, assumendo valori di 58,9 Hz, 71 Hz e 80,6 Hz rispettivamente a 137,9 kPa, 179,3 kPa e 220,6 kPa. La forza orizzontale non presenta apprezzabili variazioni, rimanendo con una frequenza naturale di circa 36 Hz.

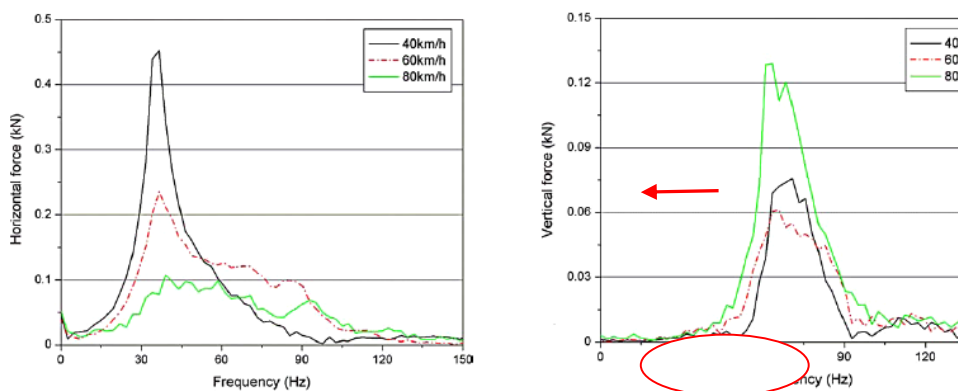


Fig. 1.27, spettro delle forze orizzontale e verticale in funzione della velocità (40 km/h in nero, 60 km/h in rosso, 80 km/h in verde)

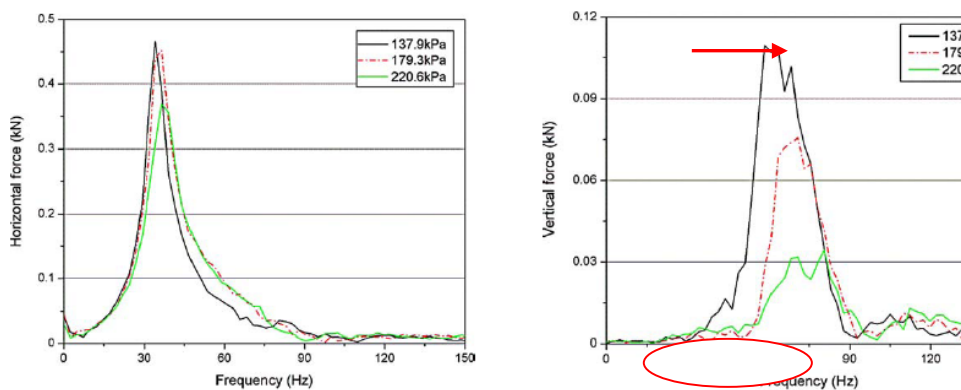


Fig. 1.28, spettro delle forze orizzontale e verticale in funzione della pressione di gonfiaggio

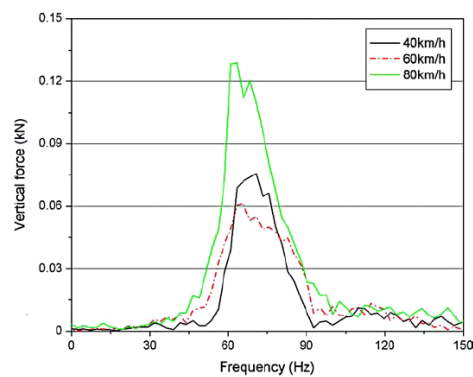
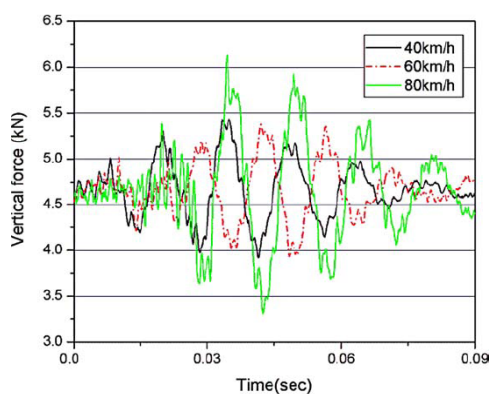
Per quanto riguarda le frequenze possiamo trarre le seguenti conclusioni:

- 1) la forza verticale ha una frequenza naturale circa doppia rispetto alla forza orizzontale, rispettivamente di 71 Hz e 36,6 Hz;

- 2) al crescere della velocità cala la frequenza naturale della forza verticale, cresce quella della forza orizzontale;
- 3) al variare della pressione la frequenza della forza orizzontale rimane circa la stessa, mentre la frequenza della forza verticale aumenta al crescere della pressione di gonfiaggio. Questo terzo punto ha un'importante implicazione: se la frequenza della forza verticale aumenta, aumentano anche le ripetizioni del carico su un generico tratto della pavimentazione. L'aumento della pressione di gonfiaggio oltre il valore ottimale può quindi provocare maggiori danni a fatica come conseguenza dell'aumento dei cicli di carico.

Dato l'ampio numero di confronti, si ritiene utile riassumere i risultati di questa simulazione insieme, per avere una visione globale. Nel seguito verranno nuovamente esposti i grafici, riordinati in modo da poter essere confrontati immediatamente (fig. 1.29 e fig. 1.30). Si può concludere che:

- al crescere della velocità, la forza verticale aumenta in ampiezza e diminuisce in frequenza, viceversa la forza orizzontale aumenta in frequenza e diminuisce in ampiezza;



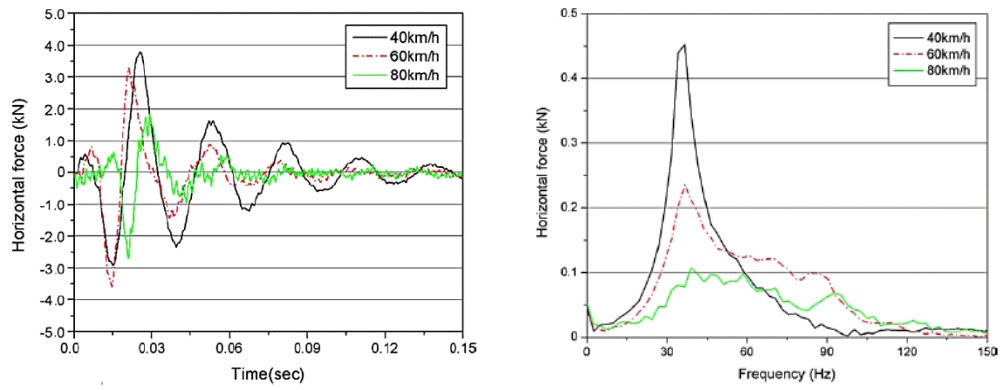


Fig. 1.29

- al crescere della pressione di gonfiaggio, la forza verticale diminuisce in ampiezza (aumenta la rigidità del pneumatico e assorbe una quota parte maggiore del carico) e aumenta in frequenza, mentre la forza orizzontale non risente significativamente di tale variazione;

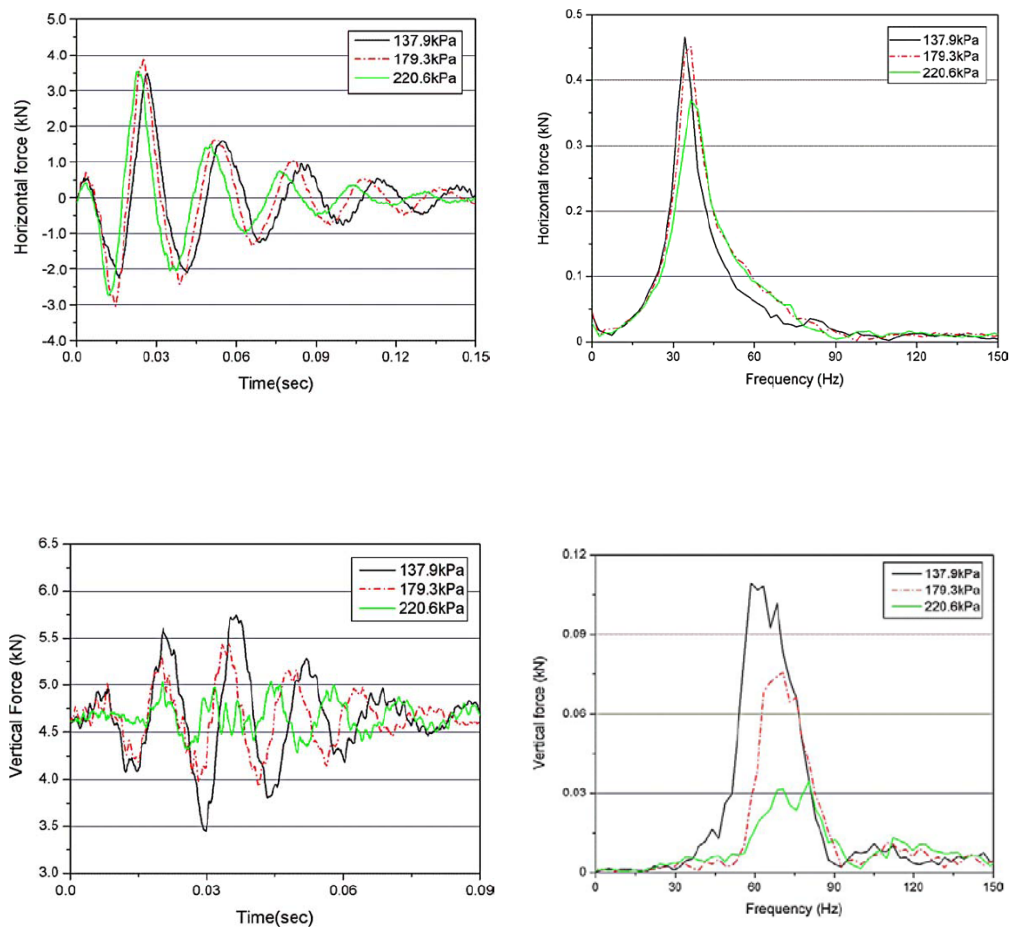


Fig. 1.30

- nelle condizioni iniziali di simulazione, la forza verticale presenta una frequenza cinque volte superiore rispetto alla frequenza della forza orizzontale, e la forza orizzontale mostra un'ampiezza due volte superiore rispetto all'ampiezza della forza verticale.

Si ritiene utile ricordare che, come meglio verrà specificato in seguito, lo studio di un singolo elemento del veicolo non può essere sufficiente per un'analisi dettagliata delle forze dinamiche. Questo perché il carico dinamico risulta dall'insieme del veicolo, delle sospensioni, della strada, non studiati come elementi singoli e indipendenti, ma come elementi strettamente legati.

CAPITOLO 2

Modelli previsionali e metodologie di misurazione

2.1 I modelli previsionali

Il problema della valutazione delle vibrazioni indotte dal traffico è oggetto di ricerca già da diversi anni. I primi studi in materia sono iniziati circa 70 anni fa con Hyde e Lintern (1929) [19].

I principali modelli previsionali oggi disponibili per il calcolo delle vibrazioni causate dal traffico veicolare possono essere raggruppati in :

A) MODELLI *EMPIRICI E SEMI-EMPIRICI*

- Modello di Watts
- Modello di Watts modificato
- Modello di Rudder

B) MODELLI *TEORICI*

- Modelli analitici
- Modelli numerici (*FEM*)
- Modelli analitico-numerici (*FEM*)

2.2 Il modello di Watts

2.2.1 Il modello originale

Il modello di Watts è un modello previsionale di tipo sperimentale ricavato da una serie di dati estratti dalle simulazioni e misurazioni di vibrazioni indotte dal traffico stradale per varie tipologie di terreni, di velocità di veicoli e per diverse altezze o profondità di irregolarità localizzate, condotte dal *TRL (Transport and Road Research Laboratory)* [15]. In tale modello viene proposta un'espressione per la stima del picco di velocità di

vibrazione in direzione verticale indotto a livello delle fondazioni di un edificio, causato dal transito di un veicolo pesante su una irregolarità *localizzata* (fig. 2.1).

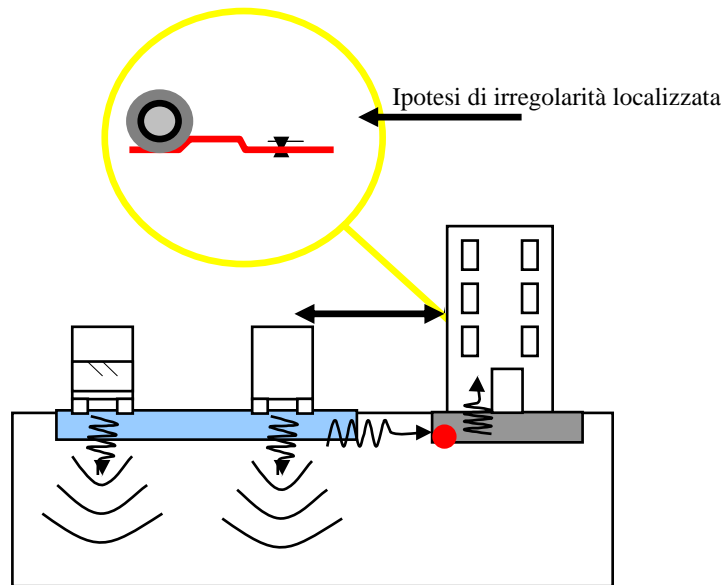


Figura 2.1 Transito di un veicolo pesante su una irregolarità localizzata [40]

Tale formula tiene conto della massima altezza o profondità della irregolarità su cui il veicolo pesante transita, la velocità di transito del veicolo, il tipo di suolo e la distanza intercorrente fra l'irregolarità e l'edificio. L'espressione è la seguente:

$$PPV(mm/s) = 0,028 \cdot a \cdot \left(\frac{v}{48}\right) \cdot t \cdot p \cdot \left(\frac{r}{6}\right)^x \quad (1)$$

dove:

PPV = Peak Particle Velocity: velocità di picco delle vibrazioni in un punto;

a = massima altezza o profondità della irregolarità localizzata (mm);

v = massima velocità attesa del veicolo pesante, in km/h;

t = fattore del suolo;

p = indice del percorso delle ruote del veicolo pesante interessato dalla irregolarità, pari a 0,75 se l'irregolarità interessa il percorso di una sola ruota, altrimenti pari a 1¹;

¹ Il valore $p = 0,75$ appare più realistico in considerazione del fatto che il passaggio di entrambe le ruote nello stesso istante su di una stessa asperità implica l'ipotesi di una superficie pavimentale trasversalmente cilindrica; il che appare assai improbabile, poiché l'irregolarità trasversale può essere

r = distanza delle fondazioni dell'edificio dalla irregolarità, in m;

x = esponente della potenza che definisce l'attenuazione della vibrazione con la distanza.

I valori di t e x si ricavano dalla tabella (2.1) per i tipi di suoli indagati; i valori forniti per i suoli torbosi sono validi per frequenze di 10 Hz.

Tipo di suolo	Numero di siti indagati	x		t
		Intervallo	Media	
Torba	1	-	-1.19	3.84
Suoli alluvionali	2	-0.79 ÷ -0.80	-0.79	7.07
Argille di Londra	3	-0.99 ÷ -1.13	-1.06	3.10
Sabbia o ghiaia	3	-0.69 ÷ -0.82	-0.74	0.94
Argille moreniche	3	-0.71 ÷ -1.18	-0.93	0.43
Rocce calcaree	1	-	-1.08	0.10

Tabella 2.1 Valori dei coefficienti t ed x della formula di Watts per vari tipi di suoli indagati

Il modello presenta dei limiti intrinseci:

- Considera *un solo tipo di veicolo pesante*;
- *Non* considera l'influenza della sovrastruttura stradale;
- Considera *solo singole irregolarità* superficiali (dossi o buche).

2.2.2 Il modello di Watts modificato

Il modello di tipo empirico messo a punto da Watts [15], descritto in precedenza, sembra, tra i diversi sviluppati, quello contraddistinto da una maggiore semplicità di applicazione. Presenta, tuttavia, il limite di essere stato tarato per i soli casi di irregolarità localizzate; quindi si è reso necessario modificarlo per estenderne il campo di applicabilità al caso delle irregolarità distribuite [Crispino, D'Apuzzo – 20].

concepita come un fenomeno casuale. Ciò verrebbe confermato dal confronto fra i valori stimati (col modello di Watts o col modello di Watts modificato, per cui si veda al successivo paragrafo) di PPV ed i valori misurati [20]: lo scostamento appare notevolmente ridotto assumendo $p = 0,75$.

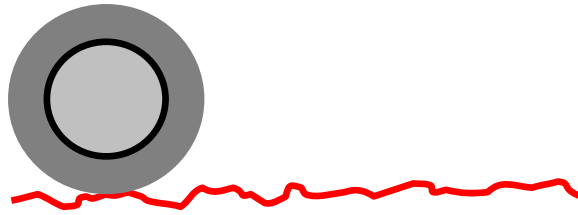


Figura 4.2 *Transito della ruota di un veicolo su irregolarità distribuite*

Nell'equazione (1) il simbolo a indica la massima dimensione verticale (profondità o altezza) dell'irregolarità. Il suo valore viene individuato, secondo il modello di Watts, come radice quadrata della PSD (densità di potenza spettrale) che caratterizza il profilo. Numerosi studi [21] hanno mostrato come i veicoli pesanti abbiano caratteristiche meccaniche ed inerziali simili. Ne consegue che i loro principali modi di vibrare abbiano frequenze concentrate entro intervalli piuttosto limitati. Vari autori concordano nell'attribuire ai modi di vibrare delle masse sospese frequenze tra 1,5 e 4 Hz, mentre alle masse non sospese, potrebbe attribuirsi un campo di frequenze tra 8 e 12 Hz. Assunti come attendibili questi risultati e ricorrendo alle relazioni che correlano la velocità di marcia del veicolo alla frequenza e alle caratteristiche, in termini di lunghezza d'onda, del profilo, vengono stabiliti due intervalli di lunghezza d'onda, $\Delta_1\lambda(v)$ e $\Delta_2\lambda(v)$, rilevanti per la generazione delle vibrazioni, su cui viene integrato il diagramma della PSD del profilo. Il parametro a viene, quindi, desunto come radice quadrata dell'integrale, divenendo così una funzione della velocità di transito del veicolo:

$$a = a(v) = \sqrt{\int_{\Delta_1\lambda(v)} PSD_{profilo} \cdot d\lambda + \int_{\Delta_2\lambda(v)} PSD_{profilo} \cdot d\lambda} \quad (2)$$

Con:

$PSD_{profilo}$ = funzione di densità di potenza dello spostamento verticale associata al profilo stradale;

$\Delta_1\lambda(v)$ e $\Delta_2\lambda(v)$ = sono i campi di lunghezze d'onda del profilo prevalenti ai fini della generazione delle vibrazioni, ricavati attraverso la relazione:

$$\lambda = v/f \quad (3)$$

Con questo modello, gli errori commessi, valutati in termini di scostamento fra i valori stimati e rilevati di *PPV*, risultano nella maggior parte dei casi a favore di sicurezza, perché di sovrastima; solo raramente la velocità di vibrazione viene sottostimata [20].

Considerando le numerose approssimazioni che è necessario compiere nella descrizione del fenomeno vibratorio (incertezze inerenti il tipo di suolo, relative al profilo, al percorso della ruota, alla varietà di veicoli, al tipo di superficie stradale, etc.) si può ritenere la formula di Watts, appropriatamente modificata, come un valido strumento predittivo nel caso di irregolarità distribuite [20]. Inoltre, il modello appare di agevole impiego, poiché è sufficiente la conoscenza di:

- ~ velocità dei veicoli e tipo di terreno;
- ~ profilo della pavimentazione.

Ciò detto, non se ne scordino i limiti di utilizzo. Infatti, la formula fa riferimento ad un tipo di veicolo pesante e non include una rappresentazione dell'influenza della sovrastruttura stradale.

2.3 Il modello di Rudder

Il modello di Rudder consente di stimare il livello delle accelerazioni indotte in un punto dal fenomeno vibratorio.

2.3.1 Origine delle vibrazioni: previsioni dei carichi e delle risposte

L'impiego del modello di Rudder per il calcolo di stima delle accelerazioni in corrispondenza del punto della superficie stradale in cui si generano le vibrazioni richiede che si considerino due diversi casi.

1) Rugosità di superficie di tipo casuale

In questo caso il livello di accelerazioni a 2 m di distanza dal ciglio della strada può essere calcolato con relazione:

$$L_0 = -4,155 \cdot (PSR) + 17,2 \cdot \log_{10}(v) + 10 \cdot \log_{10}(w_g) + 52 \quad dB.re \ 10^{-6} \ m/s^2$$

(4)

Dove:

PSR = coefficiente legato alla densità di potenza della rugosità;

v = la velocità in km/h;

w_g = peso lordo del veicolo in tonnellate.

Il valore che si assume per PSR può variare da 4.5 per un asfalto nuovo fino a 2 per un asfalto usurato. I valori ritenuti, per lo più, accettabili del PSR spaziano da 1 a 5.

Come si nota dalla relazione, il livello delle accelerazioni generato dipende dal PSR della strada (al diminuire del PSR , L_0 aumenta), dalla velocità dei veicoli (all'aumentare di v , L_0 aumenta) e dal peso dei veicoli (all'aumentare di w_g , L_0 aumenta).

La distribuzione in frequenza dell'energia vibratoria può essere ottenuta ricorrendo ad uno spettro medio del livello di accelerazione misurato in situazioni analoghe.

2) Discontinuità di superficie con dossi e buche

Se la superficie stradale contiene dossi o buche, in base alla conoscenza delle caratteristiche del veicolo e della geometria delle discontinuità, si determina dapprima il carico dinamico.

I fattori che è necessario acquisire a tal fin sono:

h = altezza del dosso o profondità della buca;

l = lunghezza nella direzione di marcia dell'asperità;

V = velocità di marcia del veicolo;

w_0 = carico statico del veicolo;

K_t = cedevolezza del pneumatico;

f_n = frequenza propria della sospensione;

f_p = frequenza propria del manto d'asfalto;

W = massa del manto d'asfalto;

$\bar{V} = 2 \cdot fl_n$ = velocità del veicolo alla quale la durata dell'eccitazione è pari al periodo naturale dei sistemi di sospensione;

$$v = V/\bar{V}.$$

Rudder fornisce le seguenti relazioni per il carico massimo:

$$P_0 = \frac{K_t \cdot h}{1-v} \quad \text{se: } 0 \leq v \leq 1/3$$

$$P_0 = \frac{K_t \cdot h \cdot \sin[2\pi v/(1+v)]}{1-v} \quad \text{se: } 1/3 \leq v \leq 1 \quad (5)$$

$$P_0 = \frac{2 \cdot K_t \cdot h \cdot v \cdot \cos(\pi/2v)}{v^2 - 1} \quad \text{se: } v \geq 1$$

Il secondo passo richiede di considerare la risposta della pavimentazione. La forza impulsiva impressa dal veicolo è assunta rettangolare e, in termini di velocità, pari a $1/V$.

Il massimo livello di accelerazione impresso al manto stradale è dato dalla relazione:

$$L_0 = 20 \cdot \log_{10}(P_0) - 20 \cdot \log_{10}(W) + 20 \cdot \log_{10}[\sin(\pi/2v)] + 146$$

dB ref. 1 μm/s² (6)

Ove, in questo caso, con v si indica il rapporto fra la velocità del veicolo e la velocità di propagazione della vibrazione nel manto d'asfalto.

2.3.2 Propagazione delle vibrazioni nel terreno

Anche nella stima dell'accelerazione ad una qualsiasi distanza dalla sorgente Rudder distingue i due casi di sorgente puntiforme e di veicolo in moto. Vengono fornite le formule i cui valori risultati sono espressi in decibel (dB).

1) *Sorgente puntiforme:*

$$L(r) = L_0 + 10 \cdot \log_{10} \left(\frac{d_0}{r} \right) - 8,69 \cdot \alpha \cdot (r - d_0) \quad (7)$$

Dove:

L_0 = livello di riferimento;

d_0 = distanza di riferimento per L_0 ;

r = distanza dalla sorgente;

α = costante di attenuazione del terreno i cui valori sono tabulati.

2) *Veicoli in moto:*

$$L_e = L_0 + 10 \cdot \log_{10} \left(\frac{d_0}{V} \right) - 5 \cdot \log_{10}(\alpha d) - 8,69 \cdot \alpha \cdot (d - d_0) + 10 \cdot \log_{10}(N) + 2,5 \quad (8)$$

Dove :

N = numero di veicoli;

V = velocità dei veicoli in m/s;

d = distanza del ricevitore dalla strada.

Ovviamente, il livello massimo del livello di accelerazione si raggiunge in corrispondenza della sorgente, quindi per $r = d$. Rudder suggerisce di utilizzare valori di α ridotti di 1/3.

2.4 I modelli analitici

Da un punto di vista teorico, esistono ancora pochi esempi di modelli matematici per il calcolo delle vibrazioni provocate dal traffico, a causa soprattutto della notevole complessità del problema e dell'elevato numero di competenze coinvolte (ingegneria meccanica, stradale, geotecnica, strutturale).

Lo scopo dei modelli analitici è di consentire l'analisi del fenomeno delle vibrazioni indotte dal traffico, dalla loro generazione alla trasmissione agli edifici, e di valutare i massimi valori attesi delle vibrazioni (in termini di velocità di picco, accelerazione o

spostamento) nella struttura in esame. Considerato che le vibrazioni da traffico hanno origine dall'interazione dinamica tra pneumatici e superficie stradale, causata dalle irregolarità che caratterizzano le superfici delle pavimentazioni, e che la distribuzione di un profilo stradale non è descrivibile attraverso una funzione deterministica della distanza, bensì dovrebbe essere definita in termini probabilistici [22], per la costruzione di tali modelli si utilizza generalmente la *teoria delle vibrazioni aleatorie*.

L'ipotesi fondamentale alla base di un modello previsionale di tipo analitico è che *la dinamica del veicolo può essere disaccoppiata da quella della sovrastruttura*.

In altri termini, l'interazione dinamica tra veicolo e sovrastruttura può essere trascurata. Questa assunzione permette di poter separare lo studio della generazione delle vibrazioni da quello della loro propagazione nella sovrastruttura e nei terreni sottostanti.

La complessa catena di *input/output* (grado di irregolarità della superficie stradale, interazione veicolo/superficie, trasmissione delle forze dinamiche dal veicolo alla pavimentazione, propagazione attraverso il terreno, eccitazione ed effetti sulla struttura) che il fenomeno vibratorio comporta può essere riassunta nello schema di figura 4.3.

Negli ultimi anni, di particolare interesse è risultato essere il modello messo a punto da Hunt.

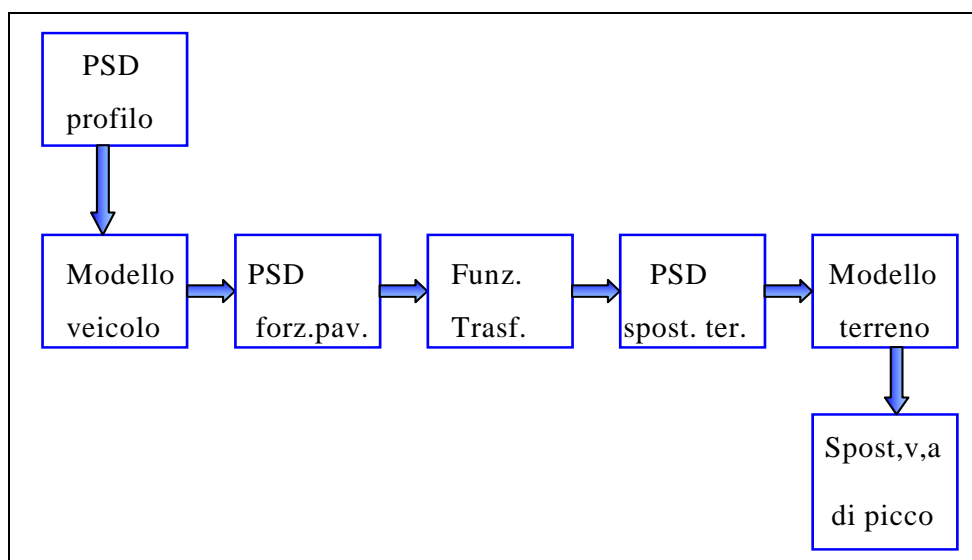


Figura 2.3 Schema logico per un modello di propagazione delle vibrazioni

2.5 Il modello analitico di Hunt

Il modello analitico è stato costruito considerando un autobus a due assi. Di seguito, ne diamo illustrazione, componendone i diversi e successivi momenti.

2.5.1 Generazione delle vibrazioni

Poiché le vibrazioni, come ripetutamente asserito, sono prodotte nell'interazione dinamica fra veicolo e pavimentazione, il modello richiede la preventiva caratterizzazione del profilo della superficie stradale mediante la densità di potenza spettrale, *PSD del profilo* e la definizione di uno schema per il veicolo che si assume essere il *quarter car model*.

Da ciò è possibile procedere individuando la densità di potenza spettrale della forzante, ossia della forza dinamica trasmessa dal veicolo a terra, che indicheremo come *PSD della pavimentazione*.

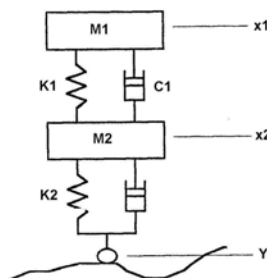


Figura 2.4 Quarter car model (ASTM)

Più in dettaglio: noto il modello dinamico rappresentante il veicolo si risolvono le equazioni che permettono di determinare la funzione di risposta in frequenza (*FRF* o funzione di trasferimento) del sovraccarico verticale trasmesso alla pavimentazione; il secondo passo consiste nell'eccitare il veicolo utilizzando come forzante lo spettro di potenza del profilo per ottenere lo spettro di potenza della forza dinamica trasmessa a terra da ognuno degli assi del veicolo.

Il calcolo della risposta in frequenza (*FRF*) si effettua risolvendo le equazioni del moto, che, per un modello del veicolo a due gradi di libertà (*quarter car model*), sono:

- equazioni del moto del sistema (9):

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1 + k_1 \cdot (x_1 - x_2) + c_1 \cdot (\dot{x}_1 - \dot{x}_2) + F_1 = 0 \\ m_2 \ddot{x}_2 - k_1 \cdot (x_1 - x_2) - c_1 \cdot (\dot{x}_1 - \dot{x}_2) + k_2 \cdot (x_2 - y) + c_2 \cdot (\dot{x}_2 - \dot{y}) = 0 \end{cases}$$

- forma matriciale delle equazioni del moto del sistema (10):

$$\tilde{M} \cdot \ddot{\tilde{x}} + \tilde{C} \cdot \dot{\tilde{x}} + \tilde{K} \cdot \tilde{x} = \tilde{F}$$

ove (11):

$$\tilde{M} = \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \end{bmatrix}; \quad \tilde{K} = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 \\ -k_1 & k_1 + k_2 \end{bmatrix}; \quad \tilde{C} = \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 \\ -c_1 & c_1 + c_2 \end{bmatrix};$$

$$\tilde{x} = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix}; \quad \tilde{F} = \begin{bmatrix} F_1 \\ k_2 y + c_2 \dot{y} \end{bmatrix}$$

Utilizzando la notazione complessa per descrivere gli spostamenti dei gradi di libertà e derivando due volte per ottenere velocità ed accelerazioni si ha (12):

$$x_i(t) = X_i \cdot e^{i\omega t}; \quad \dot{x}_i(t) = i\omega X_i \cdot e^{i\omega t}; \quad \ddot{x}_i(t) = -\omega^2 X_i \cdot e^{i\omega t}$$

Sostituendo le (11) nell'equazione matriciale (10) si ottiene una equazione non più differenziale ma algebrica:

$$\left[-\omega^2 \cdot \tilde{M} + i\omega \cdot \tilde{C} + \tilde{K} \right] \cdot \tilde{x} = \tilde{F} \quad (13)$$

Da tale sistema algebrico, ad incognite e coefficienti complessi, con opportuni passaggi è possibile esplicitare il vettore degli spostamenti e quindi, derivando nel dominio delle frequenze, anche quello delle velocità e delle accelerazioni. Poiché i passaggi risultano alquanto laboriosi e le espressioni molto estese, conviene procedere alla risoluzione avvalendosi di software per il calcolo simbolico (e.g.: Mathcad©, Maple©, Matlab©, etc.).

Componendo opportunamente tali grandezze è possibile calcolare ogni ente di interesse (ad esempio la funzione di risposta in frequenza, *FRF*, del sovraccarico verticale trasmesso alla pavimentazione).

Un esempio di spettro di potenza che si ottiene è riportato in figura 4.5.

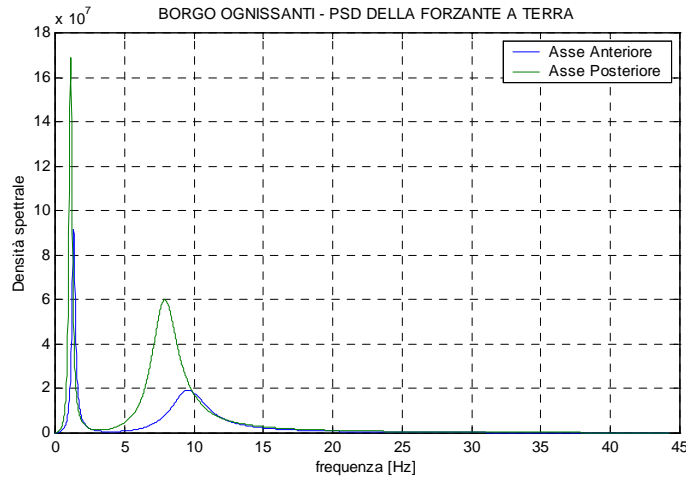


Figura 4.5 Esempio di spettro di potenza della forza trasmessa a terra [40]

2.5.2 Propagazione delle vibrazioni

La seconda fase del modello esamina la propagazione delle onde attraverso il terreno, di cui, pertanto, dovranno essere note le caratteristiche. La finalità consiste nel pervenire a determinare la densità di potenza spettrale degli spostamenti del terreno ad una certa distanza dalla sorgente. Analiticamente significa scrivere una funzione di propagazione.

Il terreno, nel modello di Hunt, viene schematizzato come un semispazio visco-elastico, isotropo, omogeneo e smorzante .

L'espressione per determinare la *FRF* (funzione di risposta in frequenza o *funzione di trasferimento*) di un semi-spazio visco-elastico, isotropo ed omogeneo sottoposto ad una forzante puntuale, proposta da Hunt è:

$$H_{wf}(r, \omega) \cong \left(\frac{\omega \cdot K}{2 \cdot \rho \cdot c_R^3} \right) \exp \frac{-D \cdot \omega^2 \cdot r}{2 \cdot c_R} \cdot H_0^{(2)} \left(\frac{\omega \cdot r}{c_R} \right) \quad (14)$$

Dove:

r = distanza dalla forzante;

ω = pulsazione;

c_R = velocità delle onde di Rayleigh;

D = fattore di smorzamento viscoso;

K = costante funzione del fattore di Poisson del materiale terroso;

ρ = densità del terreno;

$H_0^{(2)}$ = funzione di *Hankel* di secondo tipo di ordine 0.

L'espressione (14) risulta valida quando:

$$\frac{\omega}{c_R} \gg 1 \quad (15)$$

In altri termini, l'espressione "funziona" a distanze superiori a 50- 100 m dalla forzante, quando cioè il livello di vibrazione risulta alquanto ridotto per effetto dello smorzamento geometrico e dei materiali. Quindi nei centri urbani dove le distanze tra sorgente ed edifici sono molto ridotte, in teoria, la precedente espressione non potrebbe essere usata. Tuttavia si è valutato che l'errore che si commette utilizzando l'espressione di Hunt per distanze inferiori a 50 m è comunque accettabile per questo si evita di ricorrere ad espressioni più complesse.

Nota che sia la funzione di trasferimento $H_{wf}(r, \omega)$, si determinano gli spettri di potenza degli spostamenti indotti in un punto del terreno alla distanza di interesse (e.g., la distanza dell'edificio) dal punto d'origine del fenomeno vibratorio (che giace sulla pavimentazione).

Un esempio di spettro di potenza che si ottiene è riportato in figura 2.6.

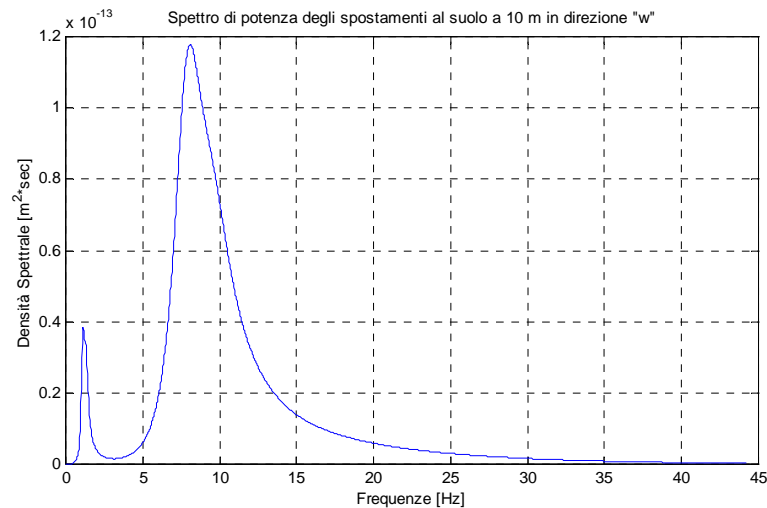


Figura 2.6 Esempio di spettro di potenza degli spostamenti del terreno

2.5.3 Trasmissione delle vibrazioni agli edifici

Il passaggio finale consiste nell'impiego degli spettri di potenza degli spostamenti del terreno come "forzante" per la struttura di interesse e nel valutare, infine, gli effetti che vi vengono indotti in termini, generalmente, di valori di picco di velocità o accelerazioni. A tale scopo si può studiare il comportamento dinamico di una struttura rappresentandola come un oscillatore visco-elastico a due gradi di libertà. L'oscillatore "struttura" viene caratterizzato in modo da avere frequenze proprie uguali a due frequenze naturali della struttura reale e in modo che le masse modali coincidano con quelle della struttura reale relative a tali frequenze. Infine si determinano gli spettri di potenza degli spostamenti, delle velocità e delle accelerazioni dei due gradi di libertà del sistema e si stimano, quindi, i valori equivalenti delle componenti vibratorie indotte nell'edificio.

2.6 I modelli analitico-numeric

Combinando opportunamente modelli analitici che descrivono l'interazione dinamica veicolo-profilo stradale (*quarter car model*) con modelli numerici agli elementi finiti *FEM* che descrivono la propagazione delle vibrazioni nelle sovrastrutture e nei terreni sottostanti, risulta possibile pervenire ad una stima accettabile del livello di vibrazione prodotto dal passaggio di un veicolo pesante ad una distanza arbitraria dall'asse stradale. La figura 2.8 mostra il processo seguito nella modellazione e nell'interazione tra i due sottosistemi.

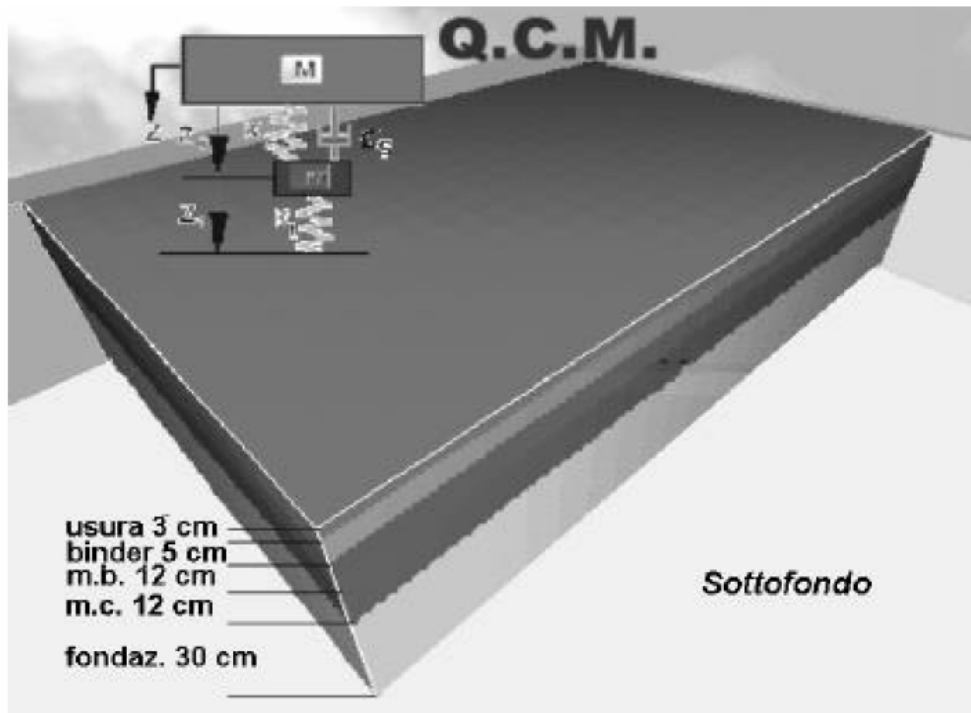


Figura 2.7 Esempio formale di un modello tridimensionale agli elementi finiti del sistema veicolo-pavimentazione

In un modello numerico *FEM* la struttura viene considerata come un insieme di elementi indipendenti, interconnessi in un numero finito di punti nodali a cui possono venire applicati delle forze fittizie; tale schematizzazione permette di ridurre il problema a quello di una struttura discreta convenzionale, calcolabile con i noti metodi numerici, ovvero permette di approssimare le equazioni differenziali che governano un sistema continuo con un sistema di equazioni algebriche in un numero finito di incognite. Il numero di elementi influisce direttamente sia sulla rapidità di soluzione del modello, sia sull'accuratezza dei risultati che si ottengono.

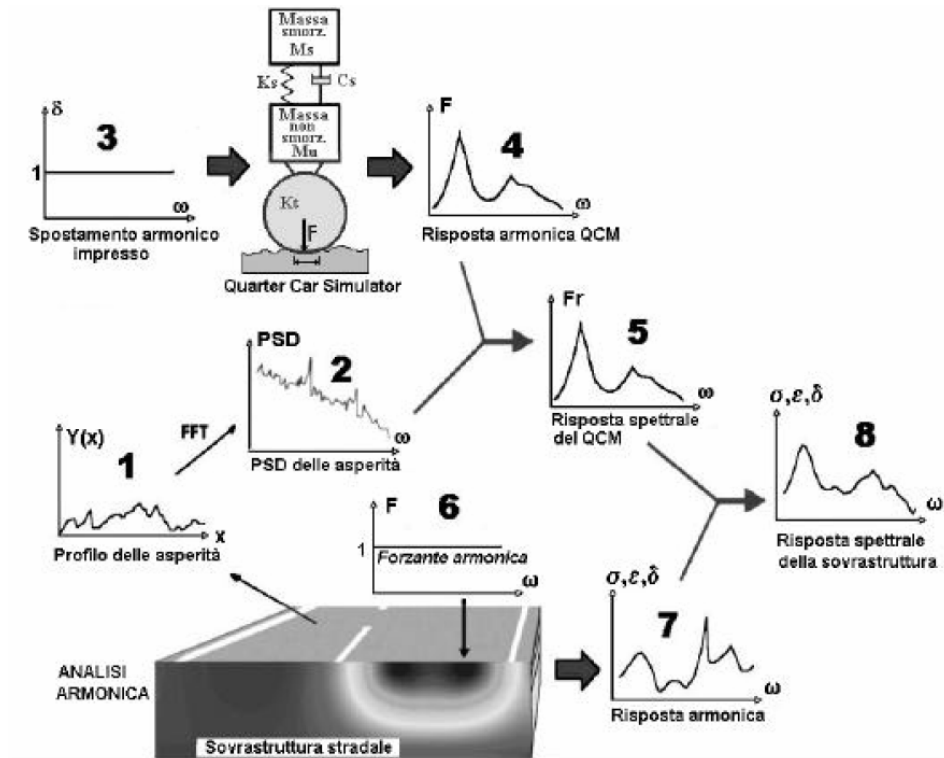


Figura 4.8 Interazione delle fasi di elaborazione di un modello analitico numerico

Gli spostamenti nei punti nodali rappresentano le incognite del problema e sono espressi attraverso funzioni polinomiali. Le funzioni di spostamento, tenuto conto delle condizioni di congruenza, definiscono univocamente lo stato di deformazione all'interno dell'elemento e quindi il suo stato tensionale attraverso le equazioni costitutive dei materiali. Il sistema è governato da espressioni del tipo:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = [F] \quad (16)$$

ove:

$[M]$ = matrice delle masse;

$[C]$ = matrice dei fattori di smorzamento;

$[K]$ = matrice di rigidità;

$[F]$ = matrice delle forze esterne (forzante);

$\{u\}$ = vettore degli spostamenti; $\{\dot{u}\}$ = vettore delle velocità;

$\{\ddot{u}\}$ = vettore delle accelerazioni.

Per ciò che riguarda la propagazione delle vibrazioni si può sottolineare che:

- I modelli analitici permettono una più adeguata rappresentazione del fenomeno di propagazione e delle condizioni di carico. Di contro, presentano una maggiore semplificazione della geometria e del comportamento dei materiali.

- I modelli numerici discreti permettono una più dettagliata rappresentazione della configurazione geometrica e di vincolo ed una migliore modellazione del comportamento meccanico dei materiali, ma, di contro non riescono a descrivere altrettanto bene il fenomeno di propagazione e le condizioni di carico, a meno di non ammettere un notevole impegno di calcolo.

2.6.1 Valutazione dei parametri dinamici degli strati dell'infrastruttura

La propagazione delle vibrazioni dipende sensibilmente dalle caratteristiche visco-elastiche degli strati del mezzo di propagazione, sia esso una sovrastruttura stradale o il sottofondo, come ampiamente attestato dagli storici studi di Hunt [22] e Watts [23].

La stima dei parametri meccanici in campo elastostatico è poco rappresentativa del reale comportamento dinamico dei materiali, perché variabili in relazione alla frequenza. E' necessario, perciò, individuare una metodologia per valutarne i valori in fase dinamica. Si può procedere efficacemente per le frequenze comprese fra 0,1 e 60 Hz mediante prove in sito eseguite con il *Falling Weight Deflectometer (FWD)* .

In realtà, la determinazione sperimentale delle proprietà elasto-viscose dei materiali può essere condotta attraverso due famiglie di prove: quelle eseguite *in situ* e quelle di laboratorio. Tra le prime si collocano le prove deflettometriche, di cui è esempio la sopra citata misura mediante il *FWD*, ma anche quella condotta attraverso la rilevazione della velocità di propagazione delle onde superficiali (*SASW, Spectral Analysis of Surface Waves*). Si tratta, in entrambi i casi, di prove non distruttive.

Le prove di laboratorio si suddividono in statiche e dinamiche. Tra le statiche, le più diffuse sono le prove di *Creep*, mentre il panorama delle prove dinamiche correntemente in uso è più ampio e diversificato [42]. Queste possono, a loro volta, classificarsi secondo vari parametri. Ad esempio, in base alla sollecitazione indotta, si possono eseguire prove a flessione, a compressione semplice, a trazione semplice, a trazione-compressione o a trazione indiretta. Si può eseguire una prova dinamica a carico ciclico o pulsante. Ancora:

secondo la grandezza indagata, si può condurre una misura della funzione di rilassamento, del modulo complesso, del modulo resiliente istantaneo o differito, etc.. Lo spettro di test dinamici è, dunque, vasto e non ancora sfoltito dalla netta affermazione di una metodologia. Esistono, piuttosto, diversi protocolli standardizzati da alcuni enti di ricerca. L'esecutore selezionerà il tipo di prova, una volta optato per la classe di misure di laboratorio e dinamiche, soppesando, in relazione allo scopo della ricerca, i pregi e difetti di ciascuna, in particolare rispetto alla capacità di riprodurre le reali sollecitazioni che si riscontrano nelle sovrastrutture stradali, ma tenendo conto anche della facilità di esecuzione e della riproducibilità.

Si segnalano, in merito all'evoluzione dei modelli analitici di interpretazione dei risultati della prova, recenti ricerche volte alla definizione di un algoritmo in grado di rappresentare, basandosi su prove a flessione, il comportamento elasto-viscoso dei conglomerati bituminosi attraverso l'espressione analitica dell'energia dissipata del conglomerato durante un ciclo di carico [Crispino, D'Apuzzo e Nicolosi -42].

Di seguito ci si limita a descrivere la metodica, assai praticata e particolarmente significativa in relazione all'analisi di pavimentazioni già realizzate su cui può essere necessario praticare interventi ex-post allo scopo di contenere le vibrazioni che da esse diffondono, consistente in una prova in situ di tipo deflettometrico (non distruttiva) mediante il *FWD*.

Si noti che le prove sperimentali instaurano un duplice rapporto coi modelli analitici cui si farà cenno: da un lato sono necessarie a confermarne la validità; dall'altro, forniscono i parametri mediante i quali modelli stessi consentono una completa caratterizzazione elasto-viscosa dei materiali a matrice bituminosa impiegati.

2.6.2 Il Falling Weight Deflectometer

L'apparecchiatura denominata *FWD*, *Falling Weight Deflectometer*, ampiamente utilizzata nella caratterizzazione meccanica delle pavimentazioni stradali, consente di sottoporre il materiale ad un'azione transitoria di tipo impulsivo mediante una piastra circolare. Il diametro standardizzato sarà, ad esempio, di 300 o 450 mm. Alla piastra è collegato un sistema di molle sulle quali vengono lasciate cadere alcune masse (e.g., di 50, 150, 250 o 350 kg) da un'altezza che viene variata da un minimo di 50 mm ad un massimo (e.g., di 390 mm). All'accoppiamento fra entità della massa e altezza di caduta corrisponde il valore del picco di carico.

Il caricamento viene reso dinamico grazie alla regolazione del sistema di molle che consente di produrre un'azione assimilabile ad una sinusoide di dato periodo.

L'impatto delle masse sulla piastra determina una deflessione della pavimentazione che viene misurata mediante trasduttori sismici di velocità montati su una barra a diverse distanze dal punto di applicazione del carico e che forniscono i valori degli spostamenti della pavimentazione mediante integrazione del segnale a partire da un sistema di riferimento inerziale.

Elemento terminale (dal punto di vista logico) dell'apparecchiatura di misura è il sistema di acquisizione dei dati, che consente di registrare l'evoluzione temporale ("*time history*") della sollecitazione e delle deflessioni rilevate dai singoli geofoni per un tempo massimo (e.g., 120 millisecondi).

Il *FWD* può essere impiegato per determinare eventuali comportamenti non lineari dei materiali. Prove eseguite in questa direzione, applicando diversi valori di picco del carico e registrando le "*time history*" di carico e deflessioni a diversa distanza dalla piastra di carico, hanno evidenziato una spiccata eterogeneità trasversale (differenze fra centro e bordo della strada) di flessibilità della pavimentazione [2].

2.6.3 I parametri dinamici degli strati della sovrastruttura

Dalle prove di laboratorio eseguite su campioni di conglomerato bituminosi si possono ricavare i parametri visco-elastici del materiale che si mostrano essere influenzati dalla temperatura e dalla frequenza [24,25].

Il complesso comportamento dei materiali bituminosi può ricondursi ad uno schema smorzante di tipo isteretico alle basse temperature ($\approx 10-11^\circ$), mentre alle alte temperature ($\approx 40^\circ$) risultano essere visco-elastici lineari. Alle temperature intermedie ($\approx 25^\circ$) il comportamento diventa visco-elastico non lineare [2].

L'impostazione teorica generale per la determinazione dei parametri visco-elastici del conglomerato bituminoso e del terreno sfrutta l'analogia tra elasticità e visco-elasticità, ricavando le funzioni della risposta in frequenza dei sistemi smorzanti dalle analoghe funzioni dei sistemi elastici, sostituendovi i parametri dinamici espressi da grandezze funzioni della frequenza [2]. Si tratta *dell'analisi statica equivalente*.

Il modulo di taglio complesso può, perciò, esprimersi come:

$$G^*(\omega) = G(\omega) + i\omega G'(\omega) = G(\omega) \cdot (1 + i\omega D(\omega)) \quad (17)$$

ove:

$G(\omega)$ = componente elastica del modulo di taglio;

$G'(\omega)$ = componente dissipativa;

$D(\omega) = G(\omega)/G'(\omega)$ = funzione di smorzamento

Quando il materiale risulta visco-elastico lineare (alle alte temperature, come accennato sopra), $G(\omega)$ e $G'(\omega)$ sono costanti al variare della frequenza, quindi la funzione di smorzamento $D(\omega)$ è anch'essa costante; se, invece, il comportamento smorzante del materiale è di tipo isteretico (alle basse temperature), $D(\omega)$ è inversamente proporzionale alla frequenza. Riassumendo:

- $D(\omega) = \text{cost}$ per materiali visco-elastici lineari;
- $D(\omega) \propto \frac{1}{\omega}$ per materiali visco-elastici isteretici.

Formulazione analoga può essere data per il coefficiente di Poisson complesso, per cui si scriverà:

$$\nu^*(\omega) = \nu(\omega) + i\omega\nu'(\omega) \quad (18)$$

2.6.4 Un modello matematico per la determinazione dei parametri del multistrato

Per determinare le grandezze che definiscono sotto il profilo meccanico gli strati dell'infrastruttura si può procedere per via sperimentale, come visto, attraverso il ricorso a prove con il *FWD* e geofoni ad esso collegati. I dati così raccolti sono stati utilizzati per validare un modello matematico di determinazione degli stessi parametri visco-elastici [2].

Il modello matematico permette di simulare sia la presenza di uno strato rigido di base, ad una determinata profondità, sia un sottofondo indefinito costituito da strati non rigidi (vd. fig. 4.9).

La risoluzione delle equazioni differenziali, espresse in termini di spostamenti, di un multistrato elastoviscoso soggetto a carichi dinamici, in condizioni di assial-simmetria, si

può ottenere mediante il metodo di separazione delle variabili e la tecnica di sovrapposizione modale.

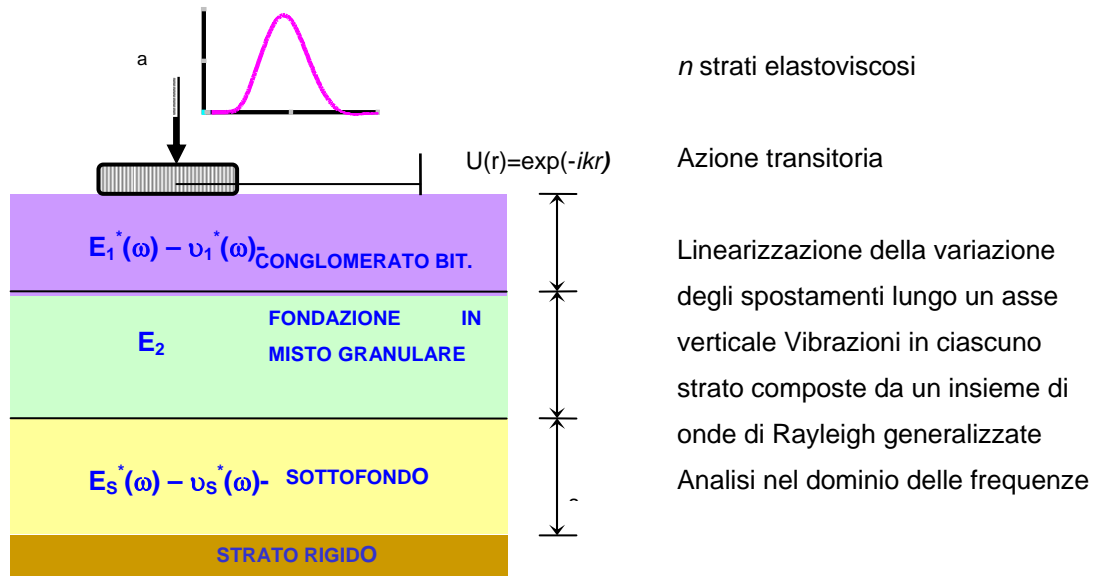


Figura 2.9 Rappresentazione del modello matematico per la determinazione dei parametri visco-elastici del multistrato

Il complesso logico della sequenza di passi richiesti dalla calibrazione e validazione del modello è rappresentato in figura 2.10.

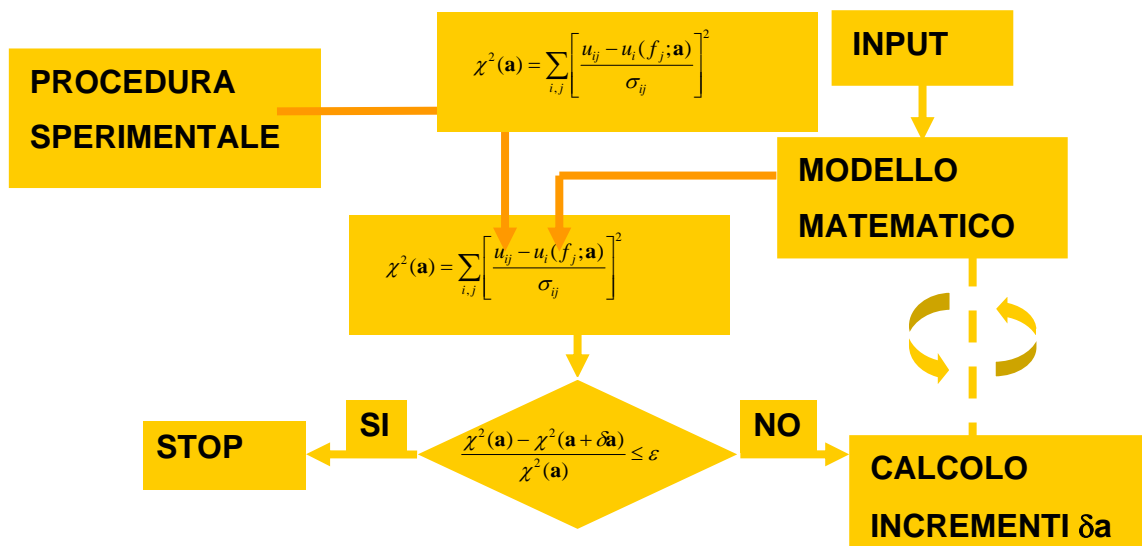


Figura 2.10 Procedura per il calcolo dei parametri dinamici del multistrato

L'affidabilità dello schema analitico si ottiene incrociandone le risultanze con i dati sperimentali attraverso una procedura di ottimizzazione della funzione obiettivo che, nel dominio delle frequenze, misura la rispondenza alle deflessioni rilevate delle calcolate.

La stima di massima verosimiglianza dei parametri incogniti si ottiene mediante la minimizzazione della funzione obiettivo χ^2 , definita dalla relazione seguente (19):

$$\chi^2(\bar{a}) = \sum_{i,j} \left[\frac{u_{ij} - u_i(f_j; \bar{a})}{\sigma_{ij}} \right]^2 \quad (i = 1, 2, \dots, n_g) \quad (j = 1, 2, \dots, n_f)$$

dove:

\bar{a} = vettore colonna composto dagli n_p parametri meccanici

incogniti;

u_{ij} = valore della trasformata di Fourier della deflessione, misurata al geofono i -esimo, in corrispondenza della frequenza f_j ;

$u_i(f_j; \bar{a})$ = valore della deflessione in corrispondenza della posizione del geofono i -esimo, calcolata con il modello matematico, in funzione dei parametri meccanici definiti nel vettore \bar{a} , per il valore di frequenza f_j ;

σ_{ij} = deviazione standard dell'errore commesso nella misura della deflessione; poiché tale valore non è noto, si può assumere $\sigma_{ij} = 1$ per tutte le $n_g \cdot n_f$ misure.

I valori delle deflessioni calcolate, $u_i(f_j; \bar{a})$, dipendono dai parametri incogniti, definiti dal vettore \bar{a} , secondo una legge di tipo non lineare, per cui è necessario ricorrere ad una procedura di ottimizzazione di tipo iterativo. Assegnati dei valori di tentativo ai parametri incogniti, la procedura, ad ogni passo, li corregge fino a che la funzione obiettivo χ^2 assuma un valore inferiore ad un limite prefissato. Il nuovo valore che la procedura assegna a ciascun parametro incognito viene calcolato incrementando il precedente di una quantità δa_l , determinata attraverso la seguente funzione approssimante di tipo quadratico:

$$\sum_{l=1}^{l=n_p} \alpha_{kl} \cdot \delta a_l = -\beta_k \quad (k = 1, 2, \dots, n_p) \quad (20)$$

Dove:

$$\beta_k = \frac{\partial \chi^2}{\partial a_k} \quad \text{e} \quad \alpha_{kl} = \frac{\partial^2 \chi^2}{\partial a_k \partial a_l} \quad (21)$$

sono rispettivamente le componenti del gradiente e dell'Hessiano della funzione obiettivo.

Le componenti del gradiente si calcolano come:

$$\frac{\partial \chi^2}{\partial a_k} = -2 \cdot \sum_{i,j} \frac{[u_{ij} - u_i(f_j; \bar{a})]}{\sigma_{ij}^2} \cdot \frac{\partial u_i(f_j; \bar{a})}{\partial a_k} \quad (k = 1, 2, \dots, n_p) \quad (22)$$

Mentre per i termini della matrice Hessiana, trascurando secondo prassi, i termini contenenti le derivate seconde, si usa:

$$\frac{\partial^2 \chi^2}{\partial a_k \partial a_l} = 2 \cdot \sum_{i,j} \frac{1}{\sigma_{ij}^2} \cdot \left[\frac{\partial u_{i,j}(f_j; \bar{a})}{\partial a_k} \cdot \frac{\partial u_{i,j}(f_j; \bar{a})}{\partial a_l} \right] \quad (i = 1, 2, \dots, n_g) \quad (j = 1, 2, \dots, n_f) \quad (23)$$

Quando i valori iniziali assegnati ai parametri incogniti sono molto differenti da quelli che minimizzano la funzione obiettivo, non è certo che la forma quadratica sia la migliore approssimazione; in tali circostanze è più conveniente calcolare l'incremento da assegnare al valore iniziale dei parametri con il metodo del massimo gradiente che, utilizzando l'algoritmo di Levenberg-Marquardt, assume la forma [28]:

$$\delta a_l = -\frac{1}{\lambda a_{ll}} \cdot \beta_l \quad (24)$$

ove λ è un fattore di correzione.

Il metodo illustrato, considerato ormai canonico per la risoluzione dei problemi di ottimizzazione di funzioni non lineari, è, di fatto, una combinazione del metodo

dell'Hessiano e del massimo gradiente: si utilizza il primo o il secondo in funzione della prossimità dei parametri stimati alla soluzione.

Pertanto, la (20) e la (24) si possono scrivere nella forma sintetica:

$$\sum_{l=1}^{l=n_p} \alpha'_{kl} \cdot \delta a_l = -\beta_k \quad (k = 1, 2, \dots, n_p) \quad (25)$$

I termini della matrice Hessiana α' , di cui la (25) è funzione, sono:

$$\alpha'_{jj} = \alpha_{jj} \cdot (1 + \lambda) \quad \text{e} \quad \alpha'_{jk} = \alpha_{jk} \quad (26)$$

I dati necessari per iniziare la procedura sono:

(1) le informazioni geometriche e le "time history" sia del carico applicato, sia del bacino di deflessione prodotto;

(2) la geometria ed i parametri meccanici noti del multistrato (coefficiente di Poisson).

Gli altri parametri incogniti del multistrato sono stimati utilizzando un qualsiasi programma basato sull'analisi statica equivalente.

I passi necessari alla procedura di ottimizzazione sono [28]:

1) in base ai dati di input or'ora definiti e utilizzando il modello matematico per il multistrato si calcolano i valori degli spostamenti verticali $u_i(f_j; \bar{a})$ della superficie della pavimentazione in corrispondenza delle posizioni occupate dai geofoni per determinati valori della frequenza (f_j),

2) mediante la (19) si calcola la funzione obiettivo $\chi^2(\bar{a})$;

3) si assegna un valore piccolo al fattore di correzione λ (e.g. 0,001);

4) si calcolano le derivate parziali delle singole funzioni di spostamento $\frac{\partial u_i(f_j; \bar{a})}{\partial a_k}$

rispetto a ciascun parametro del vettore \bar{a} , utilizzando le differenze numeriche per approssimare il valore reale della derivata locale:

$$\frac{\partial u_i(f_j; \bar{a})}{\partial a_k} = \frac{u_i(f_j; \bar{a} + \delta \bar{a}_k) - u_i(f_j; \bar{a})}{\delta a_k} \quad (27)$$

ove $d\bar{a}_k$ è un vettore le cui componenti sono tutte nulle ad eccezione di δa_k che è uguale allo 1% di a_k : calcolate le derivate parziali, si determinano mediante le (21) le componenti β_k del gradiente e α_{kl} della matrice Hessiana;

5) si risolve il sistema di equazioni lineari (25) ottenendo gli incrementi δa_k da assegnare a ciascun parametro: i valori corretti delle componenti del vettore $(\bar{a} + \delta\bar{a})$ sono inseriti nel modello matematico del multistrato per calcolare i nuovi valori degli spostamenti verticali $u_i(f_j; \bar{a})$ e quindi la funzione obiettivo modificata $\chi^2(\bar{a} + \delta\bar{a})$;

6) se risulta:

$$\chi^2(\bar{a} + \delta\bar{a}) \geq \chi^2(\bar{a})$$

allora λ viene incrementato di un ordine di grandezza e si torna al punto 5;

7) se risulta:

$$\chi^2(\bar{a} + \delta\bar{a}) < \chi^2(\bar{a})$$

allora λ viene ridotto di un ordine di grandezza: il vettore dei parametri incogniti \bar{a} viene aggiornato con le nuove componenti del vettore $(\bar{a} + \delta\bar{a})$;

La procedura si arresta quando, definito un valore positivo piccolo ε ($<10^{-3}$), si ha:

$$\frac{\chi^2(\bar{a}) - \chi^2(\bar{a} + \delta\bar{a})}{\chi^2(\bar{a})} \leq \varepsilon \quad (28)$$

Quando sia stata individuata una soluzione, si può stimare la matrice di covarianza degli errori standard dei parametri incogniti, ponendo $\lambda = 0$ e calcolando la matrice:

$$\tilde{C} = \tilde{\alpha}^{-1} \quad (29)$$

I parametri elastici equivalenti così calcolati sono adatti a caratterizzare, anche nell'analisi dinamica, il comportamento dei materiali perfettamente elastici mentre, per quelli elasto-viscosi, è necessario tener conto della loro variazione con la frequenza.

Nella procedura, la legge di variazione con la frequenza di ciascun parametro meccanico viene ricondotta alla forma lineare, nel piano normale, semilogaritmico o bilogaritmico, che meglio ne approssima l'andamento reale; pertanto, ognuno di questi sarà individuato quando se ne assegnino i valori in corrispondenza di due punti di frequenza diversa; tenuto conto che per ciascuno strato sarà necessario conoscere almeno due parametri incogniti (modulo tangenziale complesso e coefficiente di Poisson complesso), ne consegue che saranno necessarie almeno quattro condizioni per individuare la variazione con la frequenza dei parametri meccanici di ciascuno strato elasto-viscoso.

Affinché il sistema di equazioni che ne deriva sia determinato, dovrà essere verificata la condizione [2]:

$$n_p = 4 \cdot n_{ev} \leq n_g \cdot n_f \quad (30)$$

Ove n_{ev} è il numero degli strati a comportamento elasto-viscoso.

Il numero minimo di punti di frequenza da utilizzare, perciò, dovrà essere tale da consentire il soddisfacimento della (30).

In conclusione, dopo aver scelto, in base al materiale, il tipo di legge di variazione dei moduli con la frequenza e tenuto conto dei risultati dell'analisi statica equivalente, si assegnano dei valori di tentativo agli n_p parametri incogniti del vettore $\bar{a} = [a_1, a_2, \dots, a_k]$.

Il valore del modulo elastico tangenziale, calcolato con l'analisi statica equivalente, può essere assegnato al modulo di taglio complesso per la frequenza di 0.1 Hz, rappresentativa delle condizioni quasi statiche [2].

2.6.5 I parametri visco-elastici dei materiali terrosi

I materiali terrosi offrono una semplificazione grazie all'indipendenza del modulo dinamico dalla frequenza; per altro verso, la trattazione si rende più complessa per l'emergere di un legame non lineare con la deformazione. In realtà, il modulo di taglio complesso $G^*(\varpi)$ ed il fattore di smorzamento $D(\varpi)$ del terreno dipendono da numerosi fattori, quali la natura del terreno, la pressione di confinamento, l'ampiezza della deformazione dinamica, il grado di saturazione, la frequenza, il numero di cicli di carico, il

valore della tensione dinamica [2]. Tuttavia, il valore del modulo di taglio dinamico è scarsamente sensibile al numero di ripetizioni di cicli di carico ed ai relativi valori di frequenza, come anticipato; rimane caratterizzato da una diminuzione non lineare all'aumentare dell'entità della deformazione.

In base a numerose indagini sperimentali [26,27], per materiali granulari, quali sabbie e ghiaie, si possono ricavare relazioni tra il valore del modulo di taglio dinamico G^* (si noti, non più dipendente dalla frequenza, perciò da ω) e l'invariante lineare delle tensioni efficaci θ :

$$G^* = K_1 \cdot \theta^{K_2} \quad (31)$$

con:

$$\theta = \sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3' \quad (32)$$

e K_1 e K_2 costanti dipendenti dal materiale (per lo più, K_2 è compreso fra 0,4 e 0,6).

Nel caso dei materiali coesivi [28], il modulo dinamico di taglio diminuisce all'aumentare della tensione deviatorica efficace, secondo la relazione:

$$G^* = K_1 \cdot \left(\frac{\sigma_d'}{\rho_0} \right)^{K_2} \quad (33)$$

con:

$$\sigma_d' = \sigma_1' - \sigma_3' \quad (34)$$

Mentre ρ_0 è la tensione litostatica e K_2 assume valori negativi.

Per quanto riguarda lo smorzamento interno, i terreni sono caratterizzati da valori di $D(\varpi)$ crescenti all'aumentare della deformazione di taglio e della densità relativa, decrescenti all'aumentare della frequenza [28].

Poiché le vibrazioni indotte dal traffico stradale hanno ampiezze di deformazione molto piccole, si può ipotizzare che il terreno abbia un comportamento smorzante di tipo isteretico ($D(\varpi) \propto \varpi^{-1}$), mentre sarà necessario tener conto della eventuale non linearità del modulo dinamico G^* al variare della tensione litostatica [28].

Per il modulo di Poisson complesso, atteso che le perdite per smorzamento nei terreni soggetti a sola variazione volumetrica sono trascurabili, si può utilizzare l'espressione:

$$\nu^* = \frac{(3k - 2G^*)}{2 \cdot (3k + G^*)} \quad (35)$$

Se lo smorzamento interno al materiale è piccolo ($D(\varpi) \approx 0,01$), ci si può ricondurre alla forma semplificata [28]:

$$\nu^* = \nu - i\varpi D(\varpi) \cdot \frac{1}{3} \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu) \quad (36)$$

2.7 Applicazioni alla progettazione delle sovrastrutture anti-vibranti

I modelli previsionali analitico – numerici ci consentono di valutare l'efficacia nella mitigazione delle vibrazioni confrontando diverse tipologie di pavimentazioni anti-vibranti; si utilizzano modelli di propagazione tridimensionali e si introduce il fattore di riduzione R/I (*Reduction Index*), che tiene conto della variazione della PPV (velocità di picco) della pavimentazione convenzionale rispetto a quella anti-vibrante.

Seguendo un approccio di tipo metodologico si analizza una serie di tipologie di pavimentazioni; per ognuna vengono effettuate le verifiche convenzionali di ormaiamento e a fatica, quindi si valuta l'efficacia nella mitigazione delle vibrazioni attraverso lo schema, di seguito, riportato (Figura 2.11):

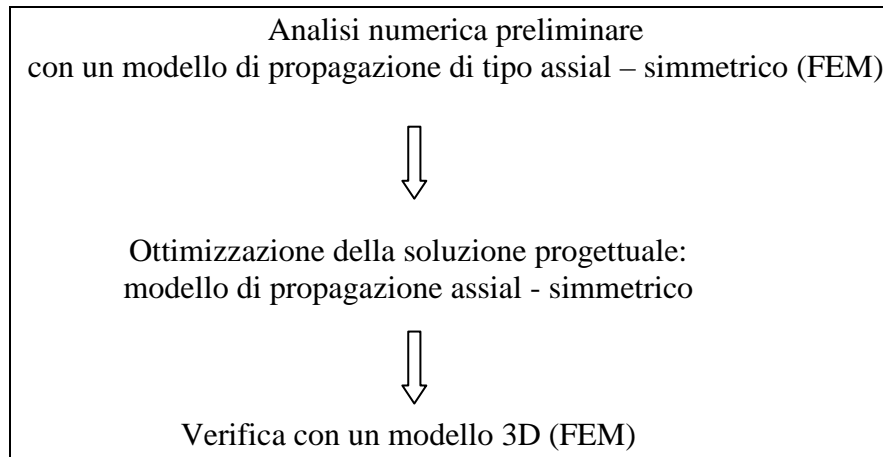


Fig. 2.11: Schema di valutazione dell'efficacia di un intervento di mitigazione

- Modello di propagazione

Per affrontare il problema della propagazione delle vibrazioni mediante un modello ad elementi finiti occorre eseguire un'analisi dinamica con integrazione passo a passo.

Nella realtà le onde indotte da una sorgente si propagano all'infinito; nel modello finito, se le condizioni al contorno non sono adeguatamente definite, le onde si riflettono sulla superficie di contorno tornando verso la sorgente ed alterando la reale risposta dinamica del sistema.

Nel caso di propagazione in un mezzo monodimensionale (asta) si può dimostrare che applicando all'estremità opposta alla sorgente uno smorzatore viscoso lineare di costante ρAV (dove ρ è la densità del materiale, A la sezione dell'asta e V la velocità dell'onda – volumetrica o di taglio-) l'onda non viene riflessa. Nel caso di modelli bi-(o tri-) dimensionali, dove si propagano più tipologie di onde contemporaneamente, il problema diventa alquanto complesso. Possibili rimedi possono essere:

- complessi sistemi di molle e smorzatori;
- elementi infiniti (ANSYS, ABAQUS)
- modelli combinati FEM – BEM
- se il codice di calcolo in uso non dispone dei precedenti particolari elementi o condizioni al contorno è possibile creare una *fascia smorzante* (Figura 2.12) attorno al modello; tale fascia è costituita da un congruo numero di elementi caratterizzati dalle stesse proprietà meccaniche degli elementi adiacenti, ma con uno smorzamento crescente allontanandosi dalla sorgente di vibrazione.

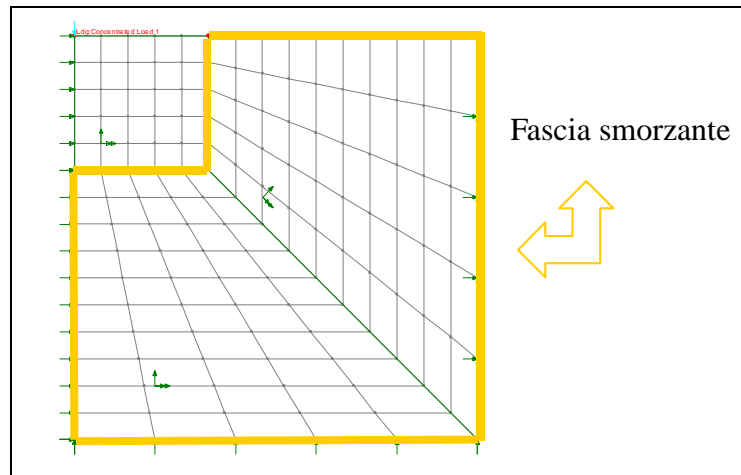


Fig. 2.12: Rappresentazione della fascia smorzante

- *Ottimizzazione della soluzione progettuale*

Anche nella fase preliminare di valutazione della soluzione progettuale ottimale si utilizzano i risultati ottenuti dal modello di propagazione precedente (Figura 2.12); tali risultati ci vengono forniti in termini di risposta in frequenza, attraverso i diagrammi velocità – frequenza (Figura 2.14) per le diverse tipologie di pavimentazione.

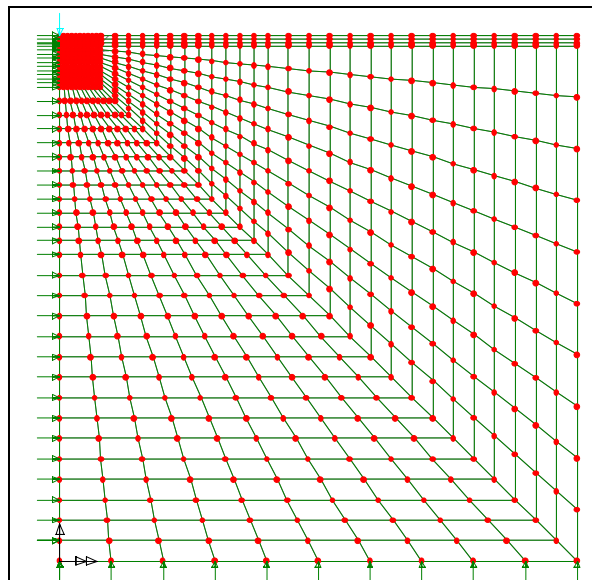


Fig. 2.13: Modello di propagazione assiale - simmetrico

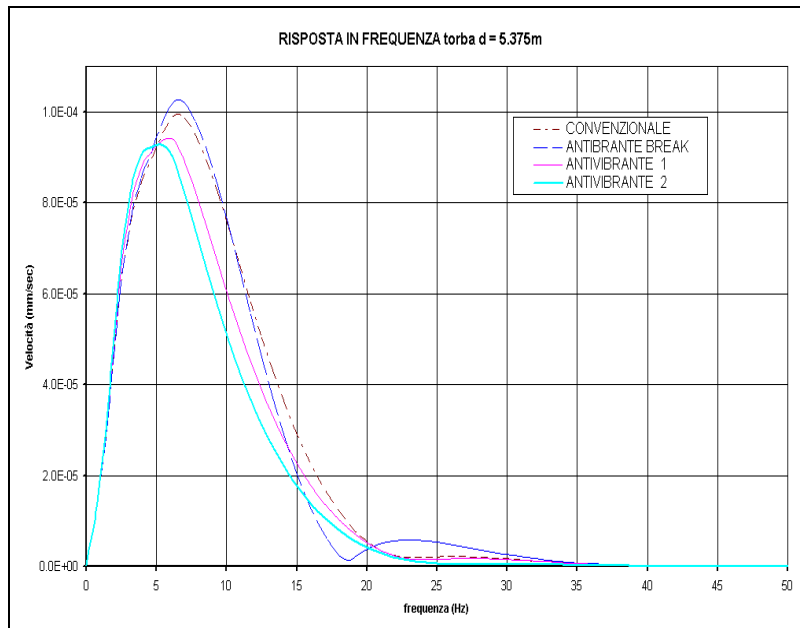


Fig 2.14: Esempio di risposta per diversi tipi di pavimentazione

- *Verifica con modello di propagazione 3D*

Modellazione delle azioni: carico mobile

La maggioranza dei codici di calcolo FEM non permette di poter muovere una forza di assegnata time – history lungo un tracciato arbitrario sul modello; per risolvere questo problema si può sfruttare il *Teorema di Reciprocità Dinamica di Betti – Rayleigh* (valido se il sistema ha un comportamento lineare). Secondo tale teorema la risposta dinamica di un sistema ad assegnata distanza (d) dal percorso (p) seguito da un carico dinamico (F) che si muove a velocità v, è pari a quella di un sistema sottoposto ad un carico dinamico fisso (F) secondo un osservatore che si muove a velocità v, ad una distanza d dalla forza e parallelamente al percorso p.

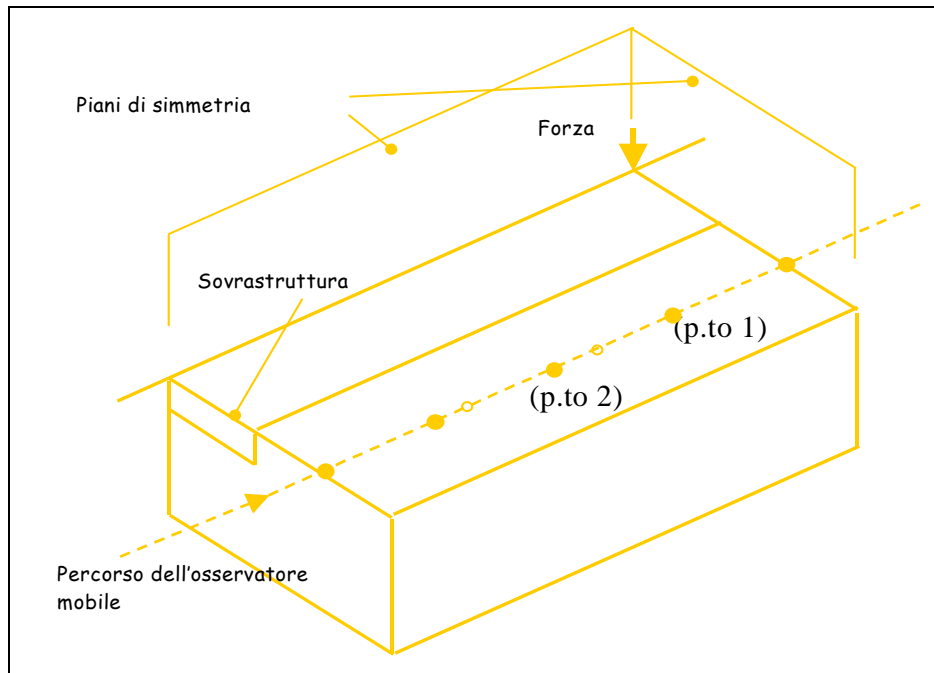
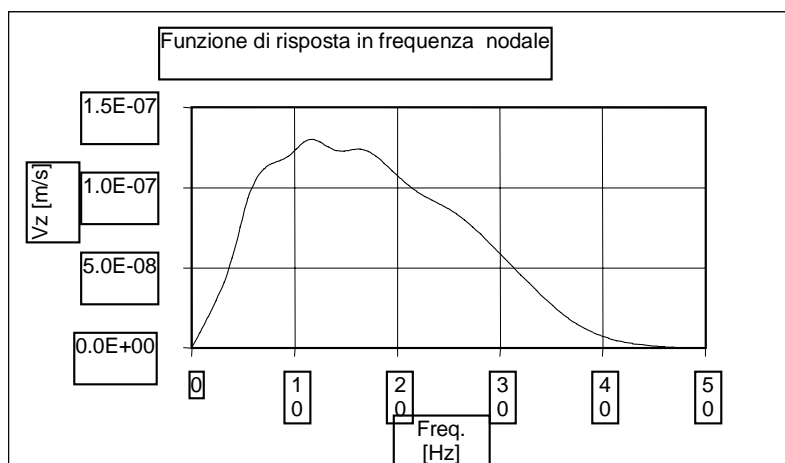


Fig. 2.15: Modello di propagazione 3D

Per i diversi punti appartenenti al percorso dell'osservatore mobile viene poi rappresentata la funzione di risposta in frequenza nodale attraverso i diagrammi velocità – frequenza (Figura 2.16).



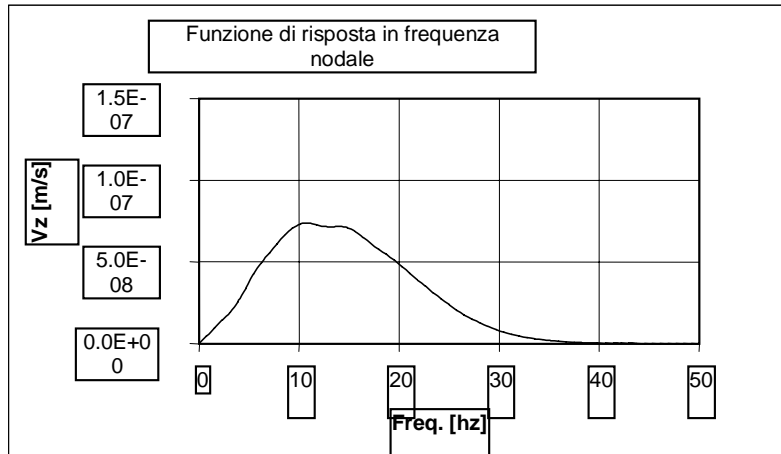


Fig. 2.16: Esempi di funzione di risposta (FRF) per i punti 1 e 2

In questo modo si ottiene la *Time – History* per l'osservatore mobile che ci permette di rappresentare il diagramma delle velocità nel tempo (Figura 2.17), sia per la pavimentazione convenzionale che per quella anti – vibrante; si introduce poi il fattore di riduzione *RI* (*Reduction Index*), che tiene conto della variazione della PPV (velocità di picco) delle due pavimentazioni attraverso la relazione: $RI = (1 - (PPV_{anti}/PPV_{conv})) \times 100$.

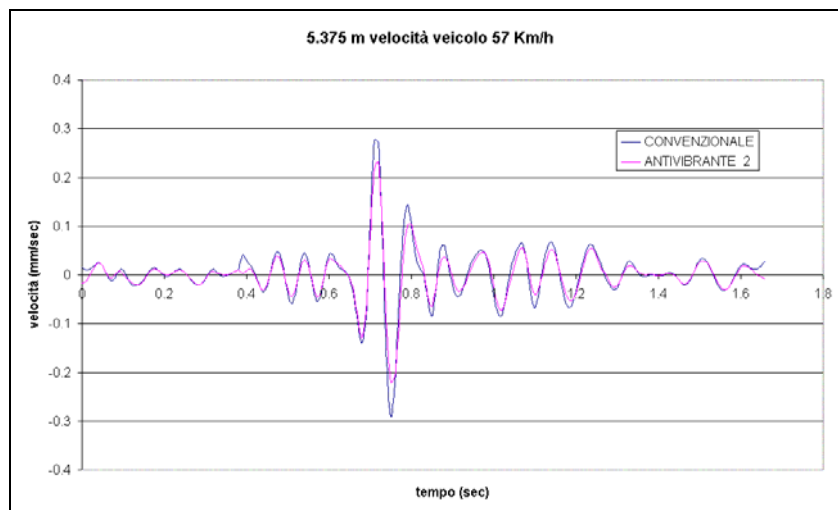


Fig. 2.17: Diagramma velocità - tempo

2.8 La misura dei livelli vibrazionali

Una volta che sia stato delineato sotto il profilo teorico il fenomeno vibratorio, si pone il problema di individuare delle specifiche metodologie di misura in grado di quantificarne le manifestazioni salienti ai fini dell'analisi, il che implica una scelta dei parametri descrittivi appropriati e, infine, di definire le soglie oltre le quali il livello delle vibrazioni sia da ritenersi inaccettabile, invocando quindi provvedimenti di mitigazione.

Per quanto attiene la metodologia di misura e la scelta dei parametri da misurare, anche sulla base di quanto riportato in letteratura, si può affermare che, a tutt'oggi, non si sia convenuto su di una soluzione comune.

2.8.1 Scelta dei parametri

In linea generale, si può affermare che ci siano due metodi accettati per riportare le vibrazioni: l'uno in relazione alla valutazione del danno strutturale recato ad un edificio; il secondo correlato al disturbo alle persone.

Quando si voglia analizzare il grado di disagio cagionato alle persone, ciò che generalmente si valuta è il valore quadratico medio (in letteratura: *r.m.s.*, ossia *root mean square*) della velocità [29], oppure i livelli o il *r.m.s.* dell'accelerazione (espressa in m/s^2), secondo quanto previsto dalla *UNI 9614*². Poiché gli effetti dell'accelerazione sul corpo umano variano con la frequenza, è suggerito dalla stessa normativa di pesarne il valore usando specifici filtri [30].

Se lo studio del fenomeno vibratorio è rivolto alla valutazione del danno ad un edificio è prassi misurare la velocità di vibrazione di picco in un punto della superficie del terreno in prossimità della costruzione o in vari punti (e.g., fondazioni e piani più alti) della struttura

² Secondo la *UNI 9614* l'accelerazione misurata viene espressa in livelli (dB), ove il livello si definisce in rapporto ad un valore di accelerazione di riferimento, come:

$$L = 20 \cdot \log_{10} \left(\frac{a}{a_0} \right) \quad (1)$$

con:

a = *r.m.s.* dell'accelerazione misurata; a_0 = valore efficace di riferimento ($10^{-6} m/s^2$)

[29]. Naturalmente i valori di velocità devono essere associati alle frequenze delle vibrazioni. Secondo la UNI 9916, la scelta dei parametri da misurare dipende da tre fattori:

- durata e ampiezza della vibrazione;
- intervallo di frequenze d'interesse;
- caratteristiche fisiche e dimensionali dell'elemento strutturale del quale si misura la risposta [1].

Per determinare tanto la velocità di picco o il *r.m.s.* dell'accelerazione che in un determinato punto caratterizzano il fenomeno vibratorio è necessario un monitoraggio strumentale continuo che garantisca un riscontro del rispetto dei valori di sicurezza predefiniti. Le norme impongono di effettuare il monitoraggio strumentale all'interno del manufatto più prossimo alla sorgente, al livello delle fondazioni nel punto più vicino all'origine delle vibrazioni.

2.8.2 Metodi di produzione del segnale

Nelle campagne di indagine e rilevazione in situ dei parametri, ossia, in generale, della risposta alle vibrazioni di una pavimentazione, di un suolo o di un edificio, si procede attraverso un'eccitazione artificiale e, perciò, controllata attraverso uno dei seguenti tre metodi:

- a) transito di un veicolo reale di caratteristiche note;
- b) eccitazione armonica continua prodotta da un eccitatore elettrodinamico (*vibrodina*);
- c) azione impulsiva transiente mediante massa battente (*FWD*).

La *vibrodina* (b) (vd. fig. 2.18) è costituita da due masse eccentriche disposte su due distinti assi verticali che, ruotando contemporaneamente grazie ad un'alimentazione elettrica, generano un forza pulsante di tipo sinusoidale. La velocità di rotazione, espressa in termini di frequenza, può variare entro un certo intervallo (e.g., da 1 a 25 Hz), modificando, così, la frequenza della sinusoide generata. Naturalmente, esiste un valore

limite massimo della forza raggiungibile (e.g., 20.000 N). La relazione che permette di determinare l'esatta intensità della forza è scrivibile come:

$$F = 1026 \cdot f^2 \cdot \frac{\cos \alpha}{2} \quad (2)$$

Ove:

f = frequenza di rotazione delle masse;

α = angolo di sfasamento fra le masse eccentriche

L'apparecchiatura viene fissata alla struttura da eccitare mediante ancoraggi con trafilate filettate.

Un aspetto interessante ai fini analitici dell'utilizzo della *vibrodina*, in luogo degli altri due sistemi elencati, consiste nella naturale produzione di una forzante di tipo sinusoidale avente una sola componente armonica che consente di identificare in maniera diretta la funzione di trasferimento corrispondente alla frequenza d'eccitazione come rapporto fra la risposta misurata ed il valore della forzante applicata.



Figura 2.18 *Vibrodina*

In figura 2.19 viene riprodotto un possibile schema di dislocazione dei diversi sistemi connessi alla vibrodina e necessari allo svolgimento di una prova dinamica.

La *vibrodirina* è dotata di un dispositivo di controllo (*feed-back*) che consente di raggiungere con precisione il valore fissato della frequenza da utilizzare; è inoltre possibile impostare il tipo di variazione di frequenza richiesto. Si può quindi variare con continuità la velocità di rotazione della *vibrodirina* (e di conseguenza la frequenza di eccitazione) nel tempo, imponendo cioè una “rampa” in frequenza oppure, in caso contrario, procedere attraverso “gradini” in frequenza, cioè variando la frequenza di eccitazione, mantenendola per un certo periodo di tempo prima di passare alla frequenza successiva.

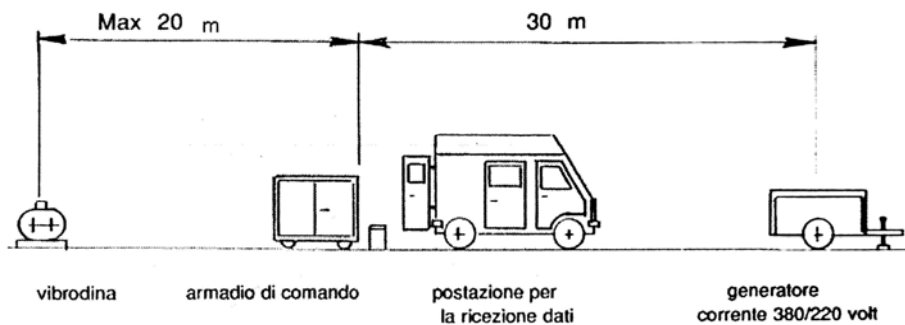


Figura 2.19 Esempio di schema di dislocazione delle apparecchiature in una prova dinamica con una vibrodirina

Dai singoli segnali registrati da ognuno degli strumenti di misura si ricava il valore “picco-picco” in corrispondenza di ognuna delle frequenze di eccitazione, tale valore rappresenta (una volta diviso per l'ampiezza della forzante presa in esame) il valore dell'ordinata della funzione di trasferimento della struttura o della pavimentazione studiata. Gli strumenti di misura possono essere disposti sul terreno (o sulla pavimentazione) oltre che sugli edifici che si vogliono analizzare, a distanze progressive dalla *vibrodirina*, in modo da poter caratterizzare la funzione di trasferimento in funzione della distanza dalla sorgente.

Alcuni autori, descrivendo i diversi metodi di misura, asseriscono che i metodi d'impatto per la produzione della sollecitazione debbano essere preferiti per studiare i fenomeni di attenuazione delle vibrazioni da una sorgente localizzata a basse frequenze per il vantaggio offerto dai brevi tempi di prova che sono necessari per avere un'eccitazione su un ampio intervallo di frequenze [3]. Con sistemi vibranti tradizionali possono insorgere problemi addizionali per le elevate forze necessari alle basse

frequenze al fine di ottenere effetti misurabili anche a maggior distanza dalla sede viaria [23].

2.9 Strumentazione di misura

Gutovski e Dym [12] evidenziano che due sono i principali sistemi utilizzabili per misurare le vibrazioni:

- 1) sismografi;
- 2) misuratori del livello di vibrazioni (*Vibration Level Meter, VLM*).

2.9.1 I sismografi

I sismografi sono impiegabili anche nella misura di vibrazioni prodotte da esplosioni e da lavori quali l'infissione di pali.

Molto sinteticamente può dirsi che un sismografo base è costituito da un trasduttore triassiale, amplificatore e oscillografo. L'intero sistema può essere assemblato in una singola unità oppure il trasduttore può essere separato, connesso agli amplificatori ed alle unità di registrazione tramite cavo. I dati di *output* di tale strumento costituiscono una "storia temporale" (*time-history*) della grandezza misurata (spostamento, velocità, accelerazione) nelle tre direzioni, cioè l'andamento nel tempo della grandezza durante il fenomeno vibratorio.

La corretta impostazione della misura è fondamentale per l'affidabilità dei risultati. Il non corretto posizionamento del trasduttore altera la misura amplificando o attenuando il fenomeno fisico misurato. Un altro errore nella misura potrebbe essere determinato dal difetto di taratura del trasduttore. Il trasduttore trasforma in corrente elettrica il fenomeno fisico che misura da cui viene sollecitato meccanicamente. La corrente elettrica prodotta è proporzionale all'ampiezza del fenomeno misurato, con una proporzionalità predefinita dal costruttore. Per il prolungato esercizio possono prodursi microassessamenti delle componenti meccaniche, sia per sollecitazioni meccaniche che termiche. Se ciò accade la corrente prodotta cessa di rispettare la prevista proporzionalità al fenomeno fisico misurato così che la misura fornita non risulta veritiera. Talvolta si rilevano scostamenti tra il valore misurato e quello reale, pari al 20% in più o in meno. Diviene così necessario il periodico riscontro della "taratura", ovvero della corrispondenza della corrente prodotta all'ampiezza

del fenomeno fisico misurato, entro le tolleranze previste dal costruttore. Per tarare il sistema di misura si interviene sui componenti elettronici di condizionamento del segnale del trasduttore. La regolarità nella manutenzione, controllo ed eventuale taratura, dello strumento è condizione essenziale affinché ne sia garantita l'affidabilità. In alcune campagne di rilevazione, laddove i trasduttori sono sottoposti ad intenso stress o debbano effettuare registrazioni continue, si richiede addirittura che le stazioni di monitoraggio siano calibrate ogni tre o sei mesi.

I trasduttori di velocità consentono normalmente la misura di velocità di vibrazioni sino a 0,1 mm/s (0,00036 km/h): i modelli più sensibili arrivano a misurare vibrazioni a 0,03 mm / s.

Quando è necessario effettuare un monitoraggio della costruzione a lungo termine, i sismografi digitali (con ampie possibilità di immagazzinamento dati) sembrano essere molto efficienti allo scopo [29].

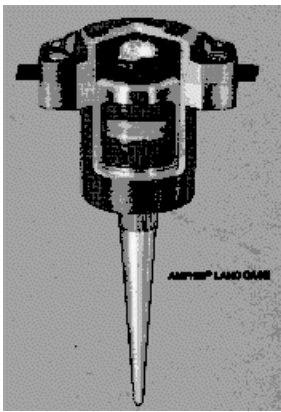
I sismografi commercialmente disponibili sono quasi esclusivamente progettati per misurare l'ampiezza della *PPV* (Velocità puntuale di picco).

Attenzione deve essere prestata all'individuazione del campo di buon funzionamento dell'apparecchiatura ed ai limiti del sistema, in accordo alle caratteristiche del segnale misurato.

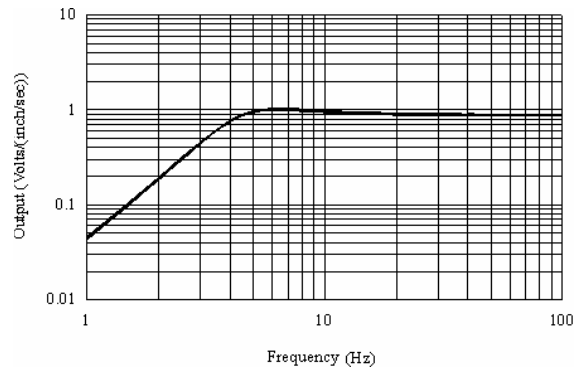
Un esempio di sistema di rilevazione della velocità di picco (*PPV*) prevede tre componenti fondamentali:

- i velocimetri (trasduttori di velocità);
- una scheda di acquisizione dati;
- un personal computer per la registrazione e l'elaborazione dei dati.

Un velocimetro (vd. fig. 2.20), a componente, in genere, sia verticale che orizzontale allo scopo di rilevare la grandezza in due direzioni, è costituito da un magnete collegato mediante una molla alla struttura esterna del sensore. Il magnete si muove secondo una direzione all'interno di un solenoide; la forza elettromotrice indotta è funzione della velocità con la quale la massa magnetica si muove secondo un legame dipendente dalla frequenza.



(a)



(b)

Figura 2.20 Spaccato di un velocimetro a componente verticale(Mark Electronics L28B) (a) e relativa curva di risposta (b) [20]

Il segnale rilevato dai velocimetri viene trasmesso in forma analogica (mediante la forza elettromotrice indotta) ad una scheda di acquisizione dei dati che, dopo aver amplificato il segnale, esegue una scansione dei canali in ingresso alla frequenza di campionamento f_c stabilita per ogni canale. A questo punto, il segnale acquisito è sottoposto ad un ciclo di elaborazione che prevede per ogni canale quattro operazioni:

- a) l'esecuzione della trasformata di Fourier;
- b) la successiva correzione secondo la curva di risposta dello strumento;
- c) l'integrazione e la derivazione nel dominio delle frequenze;
- d) l'esecuzione della trasformata inversa per ricavare l'andamento temporale dell'accelerazione, della velocità e dello spostamento.

Nel ciclo di elaborazione vengono altresì utilizzati algoritmi di *anti-aliasing* e *anti-leakage*. I dati acquisiti vengono, infine, immagazzinati nella memoria di massa del calcolatore [20].

2.9.2 I misuratori del livello di vibrazioni

Per ciò che concerne il misuratore di livello di vibrazione esso è simile all'attrezzatura usata per misure acustiche, ma con frequenze di risposta più basse. Un sistema base usato per misurare vibrazioni a bassa frequenza e a basso livello incorpora generalmente un accelerometro piezoelettrico ad alta sensibilità, un preamplificatore di voltaggio, un filtro

passa-basso, un secondo stadio di amplificazione con filtri ad 1/3 di ottava ed un rettificatore *r.m.s.*.

2.10 Criteri di accettabilità delle vibrazioni

Allo stato attuale, per quanto concerne il giudizio di accettabilità dei valori rilevati di vibrazione, i riferimenti principali sono, in Italia, la norma *UNI 9916*, “*Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici*” [1] la norma tedesca *DIN 4150*, “*Vibrazioni nelle costruzioni*” e la *ISO4886*.

In realtà, la valutazione dei livelli di vibrazione che possono essere indotti negli edifici senza provocare danni è estremamente complessa poiché, accanto al valore assoluto della grandezza misurata, è necessario tener conto della natura, della durata e della ripetibilità del fenomeno e della risposta dell’edificio o dei suoi elementi strutturali. Ancora: la risposta è fortemente influenzata dalla tipologia edilizia, dai materiali utilizzati, dallo stato di conservazione, dalle modalità di interazione fra strutture e terreno e dalle caratteristiche meccaniche del terreno stesso [2].

Un aspetto importante riguarda la possibile coincidenza fra le frequenze del moto vibratorio e le frequenze proprie della struttura o di alcuni suoi componenti: in tal caso, si verifica risonanza con conseguente amplificazione della risposta, tanto più accentuata quanto minore è lo smorzamento strutturale. Le frequenze dovute al traffico si collocano, per lo più, fra 1 e 45 Hz, mentre la frequenza fondamentale della maggior parte degli edifici cade tra 0,1 e 10 Hz. Gli edifici storici sono, invece, più rigidi delle costruzioni moderne, pertanto mostrano frequenze naturali più alte. L’analisi delle frequenze proprie degli edifici considerati nel loro complesso non esaurisce lo studio dei possibili fenomeni di risonanza che possono manifestarsi anche in singoli elementi strutturali. Anzi, poiché questi hanno frequenze proprie che coprono intervalli più vasti³ e si avvicinano maggiormente a quelli della forzante, è molto più probabile che gli effetti di risonanza interessino alcune parti di un edificio [31].

³ Generalmente, le frequenze proprie degli elementi strutturali variano da 5 a 60 Hz. Alcuni esempi:

- travi degli edifici: fra 5 e 50 Hz;
- solai in calcestruzzo di 15 cm di spessore: fra 10 e 20 Hz;
- solai in legno: circa 15 Hz.

Altro aspetto essenziale per una corretta ed esauriente valutazione dei danni possibili agli edifici è costituito dall'analisi del tipo di sorgente (traffico, esplosioni, battitura di pali, etc.). In relazione ad essa, infatti, si modificano le modalità in cui i danneggiamenti possono essere prodotti. Una possibile classificazione dei modi di danneggiamento prevede che le vibrazioni da traffico agiscano in tre diverse forme [16]:

- 1) attraverso gli effetti dovuti alle sole vibrazioni;
- 2) per gli effetti prodotti dalle vibrazioni che si sovrappongono ad una concentrazione di sollecitazioni dovute ad altre cause,
- 3) per gli effetti di *fatica*, dovuti, cioè, alla ripetizione dei fenomeni.

Di particolare interesse, perché maggiormente ricorrenti, soprattutto negli edifici recenti, sono i danni prodotti dall'associazioni fra le vibrazioni da traffico e sollecitazioni di altra natura.

La complessità del problema e la mancanza di informazioni non rende possibile stabilire con assoluta certezza quali ampiezze e quali frequenze di vibrazione siano necessarie per produrre danni alle strutture anche se possono essere fatte stime ragionevoli [3]. La letteratura in materia porge valutazioni talvolta fortemente divergenti, probabilmente a causa dell'origine sperimentale delle conclusioni dei vari autori, perciò condizionate da situazioni locali e specifiche.

Accordo pressoché unanime sembra, al contrario, eleggere il valore di picco della componente verticale della velocità quale indice più qualificante il livello di vibrazione. Anche la necessità di costruire una classificazione degli edifici è comunemente avvertita. L'orientamento della letteratura più recente è di assumere limiti più cautelativi per la sicurezza degli edifici antichi, storici e monumentali [3]. Infatti, le costruzioni così catalogabili, hanno quasi sempre ampiamente superato la vita media per cui potevano essere state costruite e sono spesso state sottoposte a rilevanti e ripetuti stati di sollecitazione (e.g., per variazioni termiche, cedimenti differenziali delle fondazioni, eventi sismici, etc.). Sicuramente ciò ne avrà ridotto la resistenza strutturale e aumentato la vulnerabilità agli effetti cumulativi di *fatica*. Inoltre, la natura artistica o il valore culturale di tali edifici impone di considerare gravi anche danni altrimenti lievi e di considerare la necessità di tutelarne, nonché la struttura, gli elementi decorativi ed ornamentali (stucchi, decorazioni, etc.), particolarmente fragili e lesionabili da vibrazioni.

Da ultimo, di grande interesse è la possibilità delle forzante di essere caratterizzata da frequenze più prossime alla frequenza fondamentale degli edifici più rigidi, quali appunto sono gli edifici antichi [3].

2.10.1 I limiti secondo la norma UNI 9916

In letteratura e nelle normative emanate dai vari enti nazionali preposti, come già accennato, si riscontra una grande varietà e casistica di livelli di vibrazione ritenuti accettabili e ciò non consente di individuarne di universalmente validi. Al contrario, i valori forniti dalle diverse fonti sono da ritenersi orientativi e sfruttabili solo in vigenza delle condizioni in cui sono stati ricavati o delle circostanze cui fanno riferimento. La stessa *UNI 9916*, lungi dall'offrire un griglia completa e coerente di valori di soglia, in appendice (D) riporta quanto in merito contenuto in altre norme nazionali, in particolare dalle *DIN 4150* (1999) e dalle *BS 7385* (1993). Entrambe fanno riferimento alla velocità di picco della singola componente (*peak component particle velocity, PCPV*) che, in alcuni casi, cioè quando il valore di riferimento fornito dalle norme varia con la frequenza, deve essere associata ad una o più frequenze che sono predominanti nella registrazione. Le norme suggeriscono procedimenti atti ad individuare le frequenze dominanti. Si noti che i valori di riferimento riguardano esclusivamente l'*effetto diretto* delle vibrazione, non gli *indiretti*, quali, per esempio, cedimenti provocati dalla compattazione del terreno; questa classe di effetti deve essere valutata separatamente.

Si rende necessaria, infine, un'importante precisazione sul significato delle soglie: esse rappresentano *livelli al di sotto dei quali, salvo casi particolari, è ragionevole presumere che non vi sia danno; il superamento dei limiti indicati non implica necessariamente il verificarsi del danno, ma è un segnale della necessità di indagini più approfondite* [1, Appendice D, D.2].

La *DIN 4150-3* considera tre classi di edifici:

- ~ edifici industriali e costruzioni strutturalmente simili;
- ~ edifici residenziali e costruzioni simili;
- ~ costruzioni che non appartengono alle prime due categorie e sono degne di essere tutelate (e.g. monumenti storici).

Eseguite le misurazioni sia in fondazione che ai piani superiori, con particolare rilievo al più elevato, secondo tre assi ortogonali che si ritiene forniscano un quadro globale della risposta dell'edificio, si confrontano i dati sperimentali con i valori limite differenziati per vibrazioni di breve durata e permanenti. Si definiscono di *breve durata* le vibrazioni tali da escludere fenomeni di fatica e amplificazioni dovute a risonanza); sono *permanenti*, per contro, le vibrazioni che possono produrre fenomeni di fatica o subire amplificazioni per risonanza.

Le vibrazioni vengono quantificate in termini di velocità, ma mentre le UNI fanno riferimento alla velocità massima, le DIN si riferiscono alla velocità *istantanea* v_i secondo l'espressione [32] :

$$v_i = \sqrt{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2} \quad (3)$$

in cui v_x , v_y e v_z sono i valori *istantanei* delle velocità nelle tre direzioni. La differenza fondamentale, che determina la non coincidenza di velocità istantanea secondo la (2) e velocità massima, risiede nell'improbabile contemporaneità dei massimi valori di velocità nelle tre direzioni [16]: la velocità istantanea risulterà, quindi, inferiore alla velocità massima. Pertanto, in altri criteri, la (2) viene utilizzata in una versione corretta da un fattore di sicurezza.

Nelle tabelle (2.1, 2.3) a seguire si riportano i valori limite per la *DIN 4150-3*.

Classe	Tipo di edificio	Valori di riferimento per la velocità di vibrazione p.c.p.v. (mm/s)			
		Fondazioni			Pia no alto
		da 1 a 10 Hz	da 10 a 50 Hz	da 50 a 100 Hz	per tutte le frequenz e
1	costruzioni industriali, edifici industriali e costruzioni strutturalmente simili	20	varia linearmente da 20 (a 10 Hz) a 40 (a 50 Hz)	varia linearmente da 40 (a 50 Hz) a 50 (a 100 Hz)	40

2	edifici residenziali e simili	5	varia linearmente da 5 (a 10 Hz) a 15 (a 50 Hz)	varia linearmente da 15 (a 50 Hz) a 20 (a 100 Hz)	15
3	costruzioni non comprese nelle classi 1 e 2, ma degne di tutela (e.g. monumenti storici)	3	varia linearmente da 3 (a 10 Hz) a 8 (a 50 Hz)	varia linearmente da 8 (a 50 Hz) a 10 (a 100 Hz)	8
n.b. per frequenze oltre i 100 Hz possono essere usati i valori di riferimento per 100 Hz					

Tabella 2.2 Valori di riferimento per la velocità di vibrazione (*pcpv*) al fine di valutare l'azione delle vibrazioni di **breve** durata

Classe	Tipo di edificio	Valori di riferimento per la velocità di vibrazione p.c.p.v. (mm/s) per tutte le frequenze
1	costruzioni industriali, edifici industriali e costruzioni strutturalmente simili	10
2	edifici residenziali e simili	5
3	costruzioni non comprese nelle classi 1 e 2, ma degne di tutela (e.g. monumenti storici)	2,5

Tabella 2.3 Valori di riferimento per le componenti orizzontali della velocità di vibrazione (*pcpv*) al fine di valutare l'azione delle vibrazioni **durature** sulle costruzioni

La BS 7385 (“*Evaluation and measurement for vibration in buildings. Part 2: Guide for damage levels from groundborne vibration*” - 1993) tratta solo il caso di vibrazioni trasmesse dal terreno (cioè sono escluse le vibrazioni prodotte da sorgenti all'interno dell'edificio, le onde sismiche e le sovrappressioni da aria o vento). In tabella 2.4 si riportano le soglie che sono applicabili ad edifici bassi (massimo di tre piani) e riguardano vibrazioni transitorie che non danno luogo a risonanza nella struttura (viceversa, i limiti vanno ridotti del 50%). Per frequenze minori di 4 Hz la norma richiede di verificare che, da zero al picco, lo spostamento non superi 0,6 mm.

Classe	Tipo di edificio	Peak component particle velocity nell'intervallo di frequenza dell'impulso predominante (mm/s)		
		da 4 a 15 Hz	da 15 a 40 Hz	da 40 a 250 Hz
1	Strutture a telaio o rinforzate. Edifici industriali o commerciali	50		
2	Strutture non rinforzate. Edifici residenziali e piccoli edifici commerciali	varia linearmente da 15 (a 4 Hz) a 20 (a 15 Hz)	varia linearmente da 20 (a 15 Hz) a 50 (a 40 Hz)	50
n.b.(1) i valori indicati sono alla base dell'edificio n.b.(2) per la classe 2, a frequenze minori di 4 Hz, non si deve superare uno spostamento massimo di 0,6 mm (da zero al picco)				

Tabella 2.4 Valori di riferimento della velocità di vibrazione (pcpv) al fine di valutare l'azione delle vibrazioni **transitorie** sulle costruzioni - BS 7385, part 2

La BS 5228, Part 4 ("Noise control on construction and open sites – Code of practice for noise and vibration control applicable to piling operations" – 1992) riguarda il caso di vibrazioni prodotte dalla battitura di pali, ove si considera la velocità di picco della particella, cioè il picco nel tempo del modulo del vettore velocità. I valori riportati in tabella costituiscono i limiti al di sotto dei quali si ritiene che non si verifichino danni minori (*cosmetic*). Se la vibrazione è continua i valori indicati devono essere ridotti del 50%.

Classe	Tipo di edificio	Valori di riferimento per la velocità di vibrazione p.p.v. (mm/s)		
		Fondazioni		
		da 1 a 10 Hz	da 10 a 50 Hz	da 50 a 100 Hz (*)
A	edifici residenziali costruiti a regola d'arte ed in buono stato di conservazione	5	10	20
B	edifici per uso industriale e commerciale con struttura relativamente snella	10	20	40
C	edifici massicci e rigidi costruiti per uso commerciale e	15	30	60

	industriale			
() Indicazioni fornite per estrapolazione. I dati relativi all'installazione di pali indicano che le frequenze di vibrazione prevalenti sono contenute nell'intervallo da 10 a 50 Hz.				

Tabella 2.5 Valori di riferimento della velocità di vibrazione (ppv) al fine di valutare l'azione delle vibrazioni **transitorie** sulle costruzioni – BS 5228 - part 4

Infine, in appendice D alla *UNI 9916*, vengono riportati i valori di riferimento nel caso di scoppio di mine, vibrazione prodotte dal funzionamento di macchine da cantiere e dal traffico stradale e ferroviario, stabiliti dalla norma svizzera *SN 640312* (“*Effets des ébranlements sur les constructions*” – 1992). La norma (vd. tab. 2.6) non è applicabile alle frequenze minori di 8 Hz, né vale per gli effetti indiretti. Ancora una volta, la grandezza di riferimento è la *PPV*, cioè il picco nel tempo del valore del modulo della velocità. I valori di riferimento, forniti in funzione della frequenza dominante della vibrazione, determinata dall'analisi spettrale della componente del vettore velocità con ampiezza maggiore, rappresentano la soglia al di sotto della quale piccoli danni sono ritenuti poco probabili. Sono considerati i casi di vibrazioni *occasional* (numero di oscillazioni eccedenti il 70% del valore di velocità di riferimento maggiore di 1000), *frequenti* (numero di oscillazioni significative compreso fra 1000 e 100.000) e *permanenti* (numero di oscillazioni significative maggiore di 100.000). Le vibrazioni da traffico, probabilmente al fine di tener conto degli effetti di fatica, sono classificate tra le permanenti. La norma ritiene che l'edificio sia sottoposto ad una *sollecitazione* quando il valore massimo della velocità di 0,7 volte il valore consigliato.

Quanto alle classi di sensibilità delle costruzioni, vengono considerate *molto poco sensibili*, ad esempio, i ponti in acciaio o in cemento armato, opere di sostegno e altre, ma nessun tipo di edificio; sono ritenute, invece, *poco sensibili* gli edifici industriali sia in cemento armato che in acciaio. Tra gli edifici *normalmente sensibili* rientrano quelli adibiti a civile abitazione in muratura o in cemento armato e gli edifici pubblici (scuole, ospedali, chiese, etc.). Gli edifici *particolarmente sensibili* sono le costruzioni storiche.

Classe	Tipo di costruzione	Esposizione	Valori di riferimento per la velocità di vibrazione p.p.v. (mm/s)		
			Posizioni di misura ()		
			da 8 a 30 Hz	da 30 a 60 Hz	da 60 a 150 Hz
A	Costruzioni molto poco sensibili (e.g. ponti, gallerie, fondazioni di macchine)	Occasionale Frequente Permanente	fino a 3 volte i valori di classe C	fino a 3 volte i valori di classe C	fino a 3 volte i valori di classe C
B	Costruzioni poco sensibili (e.g. edifici industriali in c.a. o metallici) costruiti a regola d'arte e con manutenzione adeguata	Occasionale Frequente Permanente	fino a 2 volte i valori di classe C	fino a 2 volte i valori di classe C	fino a 2 volte i valori di classe C
C	Costruzioni normalmente sensibili (e.g. edifici residenziali in muratura di cemento, c.a. o mattoni, edifici amministrativi, scuole, ospedali, chiese in pietra naturale o mattoni intonacati) costruiti a regola d'arte e con manutenzione adeguata	Occasionale Frequente Permanente	15 6 3	20 8 4	30 12 6
D	Costruzioni particolarmente sensibili (e.g. monumenti storici e soggetti a tutela), case con soffitti in gesso, edifici della classe C nuovi o ristrutturati di recente	Occasionale Frequente Permanente	valori compresi tra quelli previsti per la classe C e la loro metà	valori compresi tra quelli previsti per la classe C e la loro metà	valori compresi tra quelli previsti per la classe C e la loro metà
() Le posizioni di misura devono essere scelte sugli elementi rigidi della struttura portante o dove sono attesi i maggiori effetti delle vibrazioni					

Tabella 2.6 Valori di riferimento della velocità di vibrazione (ppv) al fine di valutare l'azione delle vibrazioni **transitorie** sulle costruzioni - SN 640312

2.10.2 Alcuni limiti di accettabilità da altre fonti

In genere, i limiti, che per quanto detto sono da considerare suggeriti anziché prescritti, poiché di natura empirica, non tengono debitamente conto degli effetti di lunga durata, col che viene trascurato un aspetto decisivo del fenomeno. Gli edifici più prossimi ad un'infrastruttura stradale, infatti, sono soggetti alle vibrazioni ripetute dal passaggio di centinaia di veicoli al giorno per tempi molto lunghi, subendo, perciò, effetti di fatica. La seguente tabella (2.7), suggerita da Bonde e altri [33], riferita alle sole vibrazioni da traffico, porge il massimo valore della velocità in direzione verticale ammesso per gli edifici di valore artistico e culturale che risulta essere il più basso rinvenuto in letteratura.

<i>Tipi di edifici</i>	<i>Velocità verticale massima (mm/s)</i>
Edifici particolarmente sensibili ed edifici di valore artistico e culturale	1
Edifici di recente costruzione (fond. su plinti)	2
Edifici con fondazioni su pali in ter. coesivi	3
Edifici con fondazioni su pali in ter. incoerenti	5

Tabella 2.7 *Velocità verticale massima dovuta alle sole vibrazioni da traffico (Bonde et al., 1984)*

Nella successiva tabella 2.8 si riportano i livelli di vibrazione prodotti dal traffico, in termini di velocità di picco delle particelle in direzione verticale correlati ai potenziali effetti sulle persone e sugli edifici, dedotti da un'analisi della letteratura compiuta da Whiffin e Leonard nel 1971 [16].

<i>Velocità di picco in direzione verticale (mm/s)</i>	<i>Reazione umana</i>	<i>Effetti sugli edifici</i>
0 – 0,15	Impercettibile	Nessun danno
0,15 – 0,3	Soglia di percezione	Nessun danno
2	Vibrazioni percettibili	Massimo livello a cui gli edifici antichi e le rovine possono essere sottoposti
2,5	Livello a cui vibrazioni continue disturbano le persone	Nessun danno per edifici normali

5	Vibrazioni che disturbano le persone negli edifici	Rischio di danni architettonici in edifici per civile abitazione
10 - 15	Livello a cui le vibrazioni continue diventano sgradevoli per le persone negli edifici ed inaccettabili per chi cammina sui ponti	Massimo livello atteso per il traffico: possibili danni architettonici e di piccoli danni strutturali

Tabella 2.8 *Correlazione fra massimo valore della velocità verticale e reazione umana ed effetti degli edifici (Whiffin e Leonard, 1971)*

Come evidente dalla tabella 2.8, livelli di vibrazioni insignificanti per gli edifici possono risultare disturbanti per le persone che li occupano, tanto che molti studi sulle vibrazioni prodotte dal traffico sono stati sollecitati, oltre che dall'esigenza di salvaguardi degli edifici più vulnerabili, dalle proteste di cittadini. Tuttavia, anche gli effetti sull'essere umano sono variamente valutati. E a maggior ragione, perché imputabili anche, se non soprattutto, a fattori soggettivi e psicologici (capacità individuali di adattamento, età, ora del giorno in cui prevalentemente si manifesta il disturbo, luogo, etc.).

In letteratura è riconosciuto come i parametri maggiormente influenti sulla sensibilità umana siano [3]:

- la *posizione* (in piedi, seduti, sdraiati);
- la *direzione di incidenza* delle vibrazioni rispetto alla spina dorsale;
- la *frequenza* con cui si manifestano le vibrazioni durante il giorno;
- l'*ora* alla quale vengono percepite⁴.

L'*intensità* della percezione, invece, dipende da [3]:

- *ampiezza degli spostamenti*;
- *velocità*;
- *accelerazioni*;
- *durata dell'esposizione*;
- *frequenza delle vibrazioni*.

⁴ Ad esempio, la norma *UNI 9614* ritiene accettabili livelli di vibrazioni più alti di giorno (7.00-22.00) che di notte (22.00-7.00).

A dispetto dello spettro variegato di dati emergenti dalle ricerche svolte, Pretlove e Rainer [32] hanno presentato una tabella (2.9) di classificazione della sensibilità umana in relazione alle vibrazioni verticali che ritengono possa accordare i risultati ottenuti fino all'epoca di presentazione (1995).

<i>Descrizione</i>	<i>Accelerazione di picco (mm/s²) per frequenze da 1 a 10 Hz</i>	<i>Velocità di picco (mm/s) per frequenze da 10 a 100 Hz</i>
<i>Appena percettibile</i>	34	0,5
<i>Percettibile chiaramente</i>	100	1,3
<i>Fastidiosa</i>	550	6,8
<i>Insopportabile</i>	1800	13,8

Tabella 2.9 *Descrizione degli effetti sulle persone in relazione ad accelerazioni e velocità di picco secondo Bachmann e altri (1995)*

Si ricordi che le vibrazioni di frequenza superiore ai 20 Hz determinano rumore, amplificando, così, il disturbo. Tuttavia, da studi condotti con simulazioni di laboratorio di vibrazioni e rumore prodotto dal passaggio di treni da Howard e Griffin [34], è emerso che le vibrazioni non influenzano il giudizio sul rumore; al contrario, la valutazione soggettiva del disturbo da vibrazioni è condizionata dalla contemporanea presenza di rumore. In particolare, per bassi livelli di rumore, si è rilevata una sottovalutazione dell'entità delle vibrazioni, mentre il disturbo da vibrazioni elevate viene sopravvalutato dall'associazioni con il rumore [34,3].

Altre ricerche sono state condotte sulla relazione percettiva fra i due fenomeni, ma all'oggi, il campo di studio, lungi dal consentire considerazioni conclusive, continua a necessitare approfondimenti

CAPITOLO 3

Provvedimenti di mitigazione

3.1 Introduzione

L'analisi svolta nei capitoli precedenti pone la necessità di individuare provvedimenti di mitigazione degli effetti del fenomeno vibratorio nei casi in cui esso raggiunga livelli inaccettabili nei confronti delle costruzioni prossime all'infrastruttura o per gli occupanti degli edifici stessi. I vari provvedimenti che la tecnologia oggi consente possono essere classificati in base alla fase del processo di generazione-propagazione su cui incidono. Si può, quindi, intervenire sul meccanismo di generazione, precisamente sull'accoppiamento fra ruote e pavimentazione; oppure si può operare nell'ambito del processo di trasmissione, cercando di modificare favorevolmente la funzione di trasferimento che mette in relazione la sorgente con il ricettore sensibile.

Non è possibile stabilire una classifica aprioristica di efficacia fra i diversi sistemi d'intervento, dipendendo essa dalla molteplicità delle circostanze riscontrabili in loco. Come intuibile, esse possono condizionare la fattibilità dei provvedimenti, consentendone alcuni ed escludendone altri, nonché modificare i rapporti di costo (quindi di fattibilità economica). Di seguito viene proposta una rassegna dei sistemi di contenimento del livello delle vibrazioni riscontrati in bibliografia. Per agevolare il confronto quantitativo verrà impiegato un fattore di riduzione che esprime la variazione percentuale della grandezza misurata, accelerazione o velocità, rispetto al caso standard in assenza di interventi. Tale fattore si definisce come:

$$R_f = (1 - X_r) \cdot 100 \quad (1)$$

Ove X_r esprime il rapporto fra il massimo valore della grandezza (accelerazione A_r , o velocità V_r) registrato nello stesso punto con, e in assenza di intervento.

3.2 Interventi sul meccanismo di generazione

3.2.1 Controllo della regolarità della superficie della pavimentazione

Tra i sistemi in grado di attenuare il disturbo provocato dalle vibrazioni assume sicuramente un ruolo di primissimo piano il controllo della regolarità della pavimentazione. L'ampiezza delle vibrazioni è, infatti, notevolmente influenzata dalla presenza di irregolarità discrete sulla pavimentazione e il miglioramento delle condizioni della superficie stradale costituisce il primo intervento da praticare nel caso di rilevanti episodi di disturbo da vibrazioni. Come già visto in precedenza, fornire alla strada una superficie priva di irregolarità e ondulazioni comporta una sensibile diminuzione delle vibrazioni strutturali; dunque è necessario sottoporre le pavimentazioni stradali dei centri urbani ad un continuo monitoraggio e programmare gli interventi di manutenzione.

Si potrebbe considerare intervento preventivo un'oculata costruzione dell'infrastruttura, in cui si realizzi il manto con una tessitura tale che, in relazione alla velocità di percorrenza prevista, vengano minimizzate le componenti di frequenza comprese fra 1 e 15 Hz. Per conseguire questo risultato, nella carenza dei capitolati stradali e stante l'inadeguatezza, a tal fine, del regolo da tre metri (strumento più frequentemente citato nelle specifiche tecniche), è necessario ricorrere alla misura del profilo con strumenti più sofisticati come i *profilometri*. I risultati possono venire interpretati secondo la griglia offerta dalla *ISO 8608*, benché non sia ancora stata definita un'associazione immediata fra le classi individuate dall'*ISO* ed i livelli delle vibrazioni. Nondimeno, è assodato che l'entità delle vibrazioni aumenti al passare progressivamente della pavimentazione dalla classe *A* alla *H*.

L'esigenza di garantire una pavimentazione con adeguato grado di regolarità assume specifici e problematici aspetti nei centri storici ove più numerosi sono i recettori sensibili (edifici antichi). Negli ultimi anni vi si è limitata la circolazione dei mezzi privati, ma, fatti salvi gli indubbi benefici, ciò ha portato ad un incremento quantitativo, soprattutto in velocità, del traffico di mezzi pubblici, introducendo così un diverso, ma rilevante, fattore di aggravamento. Si aggiunga la tendenza a mantenere o ripristinare, per esigenze conservative, le pavimentazioni storiche (in pietra locale, lastre di porfido, sampietrini, basolati, etc.) che, per la naturale irregolarità e disconnessione, possono contribuire a far evolvere il fenomeno vibratorio verso soglie di inaccettabilità.

Pur di ottima regolarità quando nuova, una pavimentazione inesorabilmente ed inevitabilmente degrada nel tempo manifestando fenomeni di ammaloramento che ne alterano l'omogeneità e l'integrità superficiale: fessurazioni, distorsioni, ormaimento, buche ed altre alterazioni aumentano, nel tempo, il livello delle vibrazioni prodotte. Perciò acquisisce fondamentale importanza, soprattutto nei contesti più sensibili (quali, appunto, i centri storici), l'attività di costante monitoraggio e la programmazione degli interventi di manutenzione.

L'ambito urbano è, una volta di più, il più problematico per le frequenti attività d'installazione di sottoservizi con alterazione delle caratteristiche della qualità della superficie dovuta a tagli e rappezzi, e diminuzione di durabilità. In merito, l'orientamento dell'*UNI* è volto a prescrivere che l'installazione dei sottoservizi avvenga in corrispondenza dei marciapiedi e delle banchine, evitando interventi lesivi all'interno delle corsie trafficate.

Prassi infausta, ma sfortunatamente consueta, consiste anche nel rifacimento dei manti senza riportare a livello i chiusini creando rumore, vibrazioni e forti diminuzione di confort per chi percorre la strada.

Dunque, emerge il ruolo fondamentale nel controllo del fenomeno vibratorio della manutenzione delle pavimentazioni stradali [3]. Recenti studi svolti presso l'Università di Cagliari hanno mostrato con prove sperimentali e analisi *FEM* la preponderante influenza della regolarità longitudinale della superficie stradale, rispetto ad altri parametri, tra cui la velocità [40].

3.3 Interventi in fase di propagazione

3.3.1 Miglioramento del sottofondo

Le qualità del terreno su cui è realizzata l'infrastruttura viaria, in termini di rigidità e di proprietà di resistenza meccanica, hanno una grande responsabilità nel fenomeno di propagazione delle vibrazioni indotte dal traffico. Strade costruite su terreni soffici hanno molte più probabilità di trasmettere vibrazioni nelle vicinanze rispetto a quelle costruite su terreni dotati di maggiore compattezza. Una delle soluzioni prese in considerazione come possibile misura di attenuazione delle vibrazioni vede l'aumento del livello di compattazione del terreno del sottofondo, con conseguente miglioramento delle capacità portanti del

terreno. La realizzazione un simile trattamento è tuttavia ipotizzabile solo qualora le esigenze di smorzamento delle vibrazioni siano impellenti e le caratteristiche del sottosuolo del sito stesso possano permettere un simile intervento, a prescindere da considerazioni di carattere economico. Infatti questo tipo di soluzione risulta di difficile applicazione in ambito urbano, laddove il sottosuolo, anche a modeste profondità, ospita svariati tipi di sottoservizi.

3.3.2 Isolamento attraverso barriere solide e trincee

L'uso di trincee come sistema di isolamento di fondazioni ha soprattutto lo scopo di intercettare e arrestare le onde di Rayleigh, la cui propagazione avviene nella parte più superficiale del semispazio. L'inserimento di una barriera d'onda nel terreno crea, di fatto, una discontinuità nel terreno. L'efficacia dell'inserimento di cosiddette "*barriere d'onda*" costituita da trincee aperte o riempite di materiali di varia natura nel ridurre gli effetti delle vibrazioni generate da una fonte esterna è a tutt'oggi confermata da numerose sperimentazioni sul campo [35].

L'isolamento viene detto "*attivo*" quando si realizza attraverso l'inserimento di trincee aperte nelle immediate vicinanze della sorgente, dove risultano predominanti le onde p e s ; è invece detto "*passivo*" quando le trincee vengono posizionate a distanza maggiore, dove risultano predominanti le onde di Rayleigh .

Il meccanismo di isolamento si basa sui fenomeni di riflessione, dispersione e diffrazione dell'energia d'onda in corrispondenza di discontinuità del mezzo.

L'onda di Rayleigh, giunta in corrispondenza della trincea, dà luogo a tre tipi diversi d'onda: onda r riflessa, onde p ed s che si irradiano dalla trincea ed onde r trasmesse.

Le onde p ed s possono suddividersi in due ulteriori gruppi: onde riflesse, che si irradiano verso il basso e verso la sorgente, ed onde trasmesse che si propagano allontanandosi dalla sorgente. E' l'energia contenuta nelle onde r trasmesse e nelle onde di volume trasmesse a causare la vibrazione nella zona di semispazio oltre la trincea.

Il fenomeno della conversione dell'energia delle onde r in altre forme d'onda (p e s) dovuto alla presenza di un dispersore (barriera d'onda) è detta "*conversione di modo*".

Oltre la trincea, infatti, al crescere della distanza tra barriera ed onde di volume trasmesse, le onde p ed s vengono parzialmente trasformate in onde r (vd. fig.6.1).

La differenza funzionale tra le trincee aperte e quelle piene risiede principalmente nella capacità di queste ultime di permettere la trasmissione delle onde incidenti nel materiale di riempimento e quindi nella zona retrostante la trincea, trasmissione che non è possibile per la trincea aperta. Questi dunque sono i due processi che governano la capacità di isolare dalle vibrazioni dei due tipi di trincea.

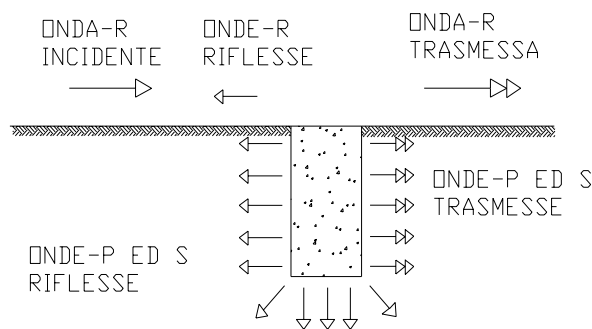


Figura 3.1 Schematizzazione della trasmissione delle onde incidenti la barriera [36]

Gli studi parametrici affrontati sperimentalmente da vari autori portano a concludere che l'efficacia dell'uso di trincee per l'isolamento dalle vibrazioni è funzione del rapporto tra la profondità della trincea stessa e della lunghezza d'onda della vibrazione.

L'efficacia di trincee a sezione rettangolare, in relazione ai loro rapporti dimensionali (profondità e larghezza), al materiale di riempimento e alla distanza dalla sorgente, sono stati studiati mediante simulazione numerica presso l'Università di Bologna [36]. Inoltre, nella medesima ricerca, si sono evidenziati gli effetti disaggregati in direzione verticale ed orizzontale, confrontando il caso di assenza di interventi di contenimento, la trincea aperta e la trincea, di pari dimensione, riempita di calcestruzzo.

Per quanto attiene l'influenza dei materiali, si è constatato come, tanto la trincea aperta che quella colmata con calcestruzzo, determinino una diminuzione della componente verticale dell'accelerazione oltre la barriera stessa, particolarmente accentuata (fino allo 85%, in termini di R_f) per la trincea in cls, nelle immediate vicinanze della stessa. Entrambe le barriere determinano un aumento dell'accelerazione verticale nella zona tra sorgente e disturbo (maggiore nel caso del cls), probabilmente a causa della riflessione che genera una fonte di oscillazioni di uguale lunghezza d'onda che si propaga in direzione della sorgente [37,38].

Gli effetti si invertono sull'accelerazione orizzontale, che viene ridotta tra sorgente e trincea e amplificata oltre la trincea, significativamente nelle sue immediate vicinanze [36]. La spiegazione fisica potrebbe risiedere nella capacità del moto verticale delle particelle che compongono la barriera di trasmettere l'energia dell'onda in profondità; le oscillazioni orizzontali tendono, invece, a trasferire energia nella zona schermata dalla barriera [38]. Il riempimento in materiali granulari, sabbia o ghiaia, conducono a risultati analoghi a quelli ottenuti con il cls; tuttavia, le trincee in sabbia, manifestando analoga efficacia quanto a riduzione delle accelerazioni verticali, accrescono in misura ben più modesta (rispetto al cls, ma anche alla ghiaia) le accelerazioni nella zona che precede la trincea [36].

Lo studio relativo alle dimensioni della trincea prova un effetto di amplificazione sulle accelerazioni orizzontali per profondità superiori a circa 2 metri [36]. Approfondire la trincea consente, infatti, di bloccare un'aliquota maggiore delle onde di Rayleigh incidenti (effetto utile di riduzione delle accelerazioni verticali), ma ne accresce la snellezza, determinando un'accentuazione delle oscillazioni orizzontali [38]. Poiché, poi, l'energia delle onde di Rayleigh decade con la profondità, per barriere profonde la diffrazione e la "conversione di modo" hanno un ruolo di importanza decrescente [36]. Anche in relazione alla difficoltà costruttiva crescente con la profondità, si può considerare come un valore limite efficace per le barriere, 2 m di profondità [36].

Quanto alla larghezza, il suo incremento, in simulazione, manifesta un effetto benefico soprattutto nei confronti delle oscillazioni orizzontali nei punti prossimi alla barriera: la maggior rigidità della barriera, indotta dall'accresciuta larghezza, aumenta la resistenza al moto delle particelle che subiscono il fronte d'onda superficiale, causando un'accentuazione della "conversione di modo" [36].

In conclusione, i risultati complessivamente migliori si sono ottenuti con trincea in calcestruzzo o sabbia [36].

E' interessante valutare, sulla base delle ricerche dell'Università di Bologna [36], l'efficacia delle trincee in rapporto ad un altro intervento idoneo all'attenuazione del fenomeno vibratorio, ossia l'adozione di sovrastrutture stradali rigide: queste producono riduzione della componente verticale delle accelerazioni che, oltre ad essere di notevole entità, si mantiene pressoché costante al variare della distanza dalla sorgente. Al contrario, gli effetti delle trincee risultano sensibilmente influenzati dalla distanza. In sintesi: gli effetti sono abbastanza simili ad una certa distanza dalla sorgente (8-10 m), mentre in sua

vicinanza emergono marcate differenze [36]. In ogni caso, appare giovevole al contenimento delle vibrazioni l'impiego, per la sovrastruttura, ma anche per le barriere, di materiali ad elevati densità e modulo elastico.

Trasferendo, infine, l'analisi in un ambiente urbano simulato dall'introduzione di una struttura in elevazione, si è constatato che, stante un effetto positivo sia delle trincee che dell'irrigidimento della sovrastruttura, le prime agiscono soprattutto sull'andamento dell'oscillazione che appare smorzarsi in modo più lineare [36].

Altre ricerche condotte sull'argomento inducono ad affermare che, in generale, gli schermi offrono effetti di attenuazione non elevati nel campo di frequenze al di sotto di 25-30 Hz, e ciò suggerisce di ricorrere, in tale intervallo, a differenti metodi di attenuazione delle vibrazioni.

L'attenuazione della trasmissione delle onde nel mezzo di propagazione per interposizione di schermi fra sorgente e ricevitore può essere raggiunta, talvolta, sfruttando anche opere interrato esistenti [3], quali gli scatolari interrati a piccole e medie profondità (collettori fognari, cavedi per sottoservizi, etc.), spesso presenti in ambito urbano. Ovviamente, l'efficacia schermante (funzionamento a barriera) di elementi aventi altre e prevalenti funzioni non può che essere limitata.

Un metodo di dimensionamento per le trincee è riportato da Ahmad e Al-Hussaini [8], che permette di stabilire un legame tra le dimensioni fisiche della trincea e l'attenuazione ottenuta del fenomeno vibratorio. In particolare, per le trincee aperte si è visto che il parametro che influenza maggiormente l'attenuazione è la profondità della trincea stessa, normalizzata secondo la lunghezza d'onda delle onde di Rayleigh (indicata successivamente con D). Per trincee profonde ($D \geq 0.8$) l'attenuazione del fenomeno vibratorio A_r può essere calcolata come $A_r \approx \frac{1}{6} D^{-1.07}$ (figura 3.2). In figura 5 infatti si può vedere l'andamento di A_r rispetto a D per trincee di larghezza normalizzata W di 0,1~0,3 e un coefficiente di Poisson ν compresi tra 0,3 e 0,48.

Per trincee poco profonde, invece, l'influenza della larghezza (W) è molto più sentita.

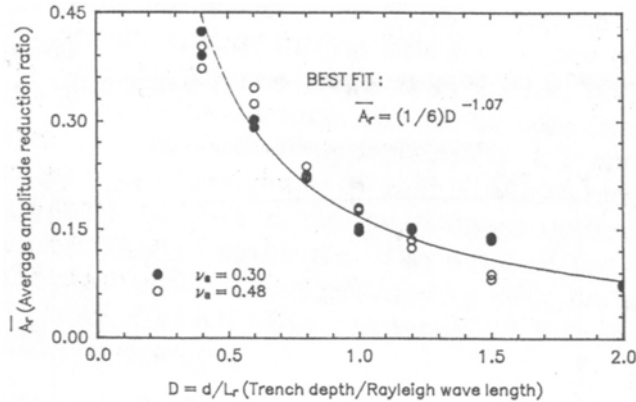


Figura 3.2: andamento dell'attenuazione rispetto alla profondità normalizzata [8]

E' più difficile incorporare questo effetto in un semplice modello a causa della forte variabilità dei comportamenti, ma si possono usare le figure 6 e 7 come guida efficace ad un buon dimensionamento.

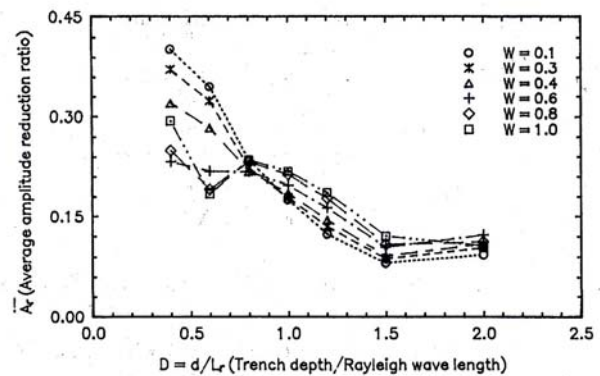
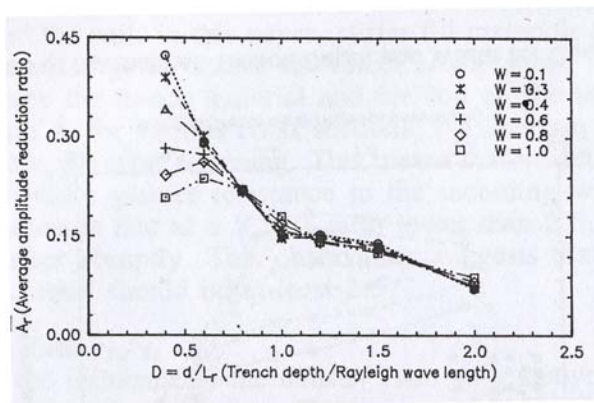


Figure 3.3 e 3.4: andamento dell'attenuazione rispetto alla profondità normalizzata per una data larghezza e coefficiente di Poisson $\nu_s=0.3$ (fig. 6) e $\nu_s=0.48$ (fig. 7) [8]

Le trincee possono essere meglio inseribili relativamente alle dimensioni e meno impattanti sul contesto ambientale se riempite con materiali di maggiore rigidità (calcestruzzo, ad esempio). E' proprio questa anomalia fisica che le onde incontrano sul loro percorso a permettere la schermatura dalle vibrazioni, e la riduzione di ampiezza è in diretta relazione con la rigidità della trincea rispetto al terreno circostante.

Altri parametri che influiscono sul rendimento sono le dimensioni (normalizzate) attraverso l'area della sezione trasversale $A=DW$ ed il rapporto D/W (figura 3.5), oltre che il rapporto tra le densità del terreno e della trincea.

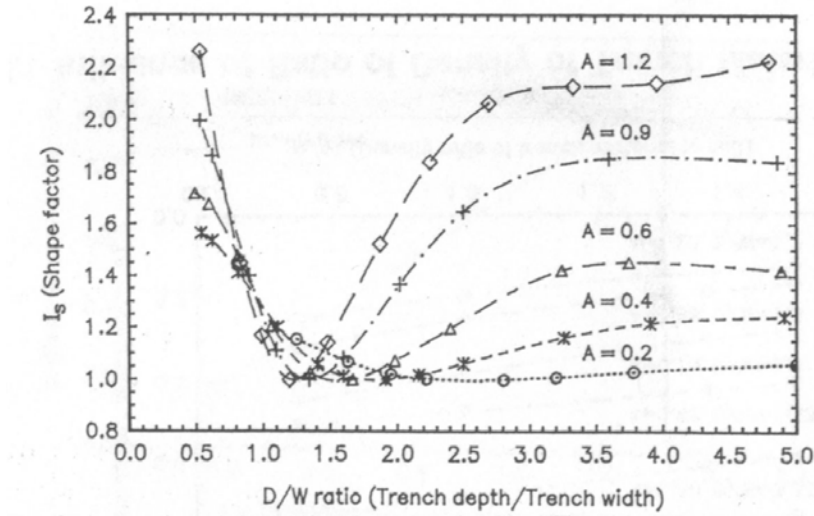


Figura 3.5: influenza del rapporto D/W a parità di area sul coefficiente di forma I_s [8]

Nel caso di trincea riempita il calcolo dell'attenuazione è così effettuato:

$$A_r = I_s I_v I_d I_a$$

dove:

I_s lo si ricava graficamente dalla figura 8;

$$I_v = \left(\frac{V_{ss}}{V_{st}} \right)^n \text{ dove } V_{ss} \text{ è la velocità delle onde di taglio nel suolo, } V_{st} \text{ è la velocità delle}$$

onde di taglio nella trincea e n può essere approssimato come $n=0,54A$;

$$I_d = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_t} \right)^m \text{ dove } \gamma_s \text{ e } \gamma_t \text{ sono, rispettivamente, i pesi specifici del terreno e del}$$

materiale di

riempimento della trincea, $m=0,94A$;

$$I_a \approx 0,57(A)^{-0,25}.$$

Un ulteriore sviluppo delle trincee si è avuto nel Nord Europa, in particolare in Svezia e Germania; qui sono stati utilizzati particolari sistemi denominati "gas cushion" che

inglobano i vantaggi sia delle trincee aperte che di quelle riempite (figura 9).

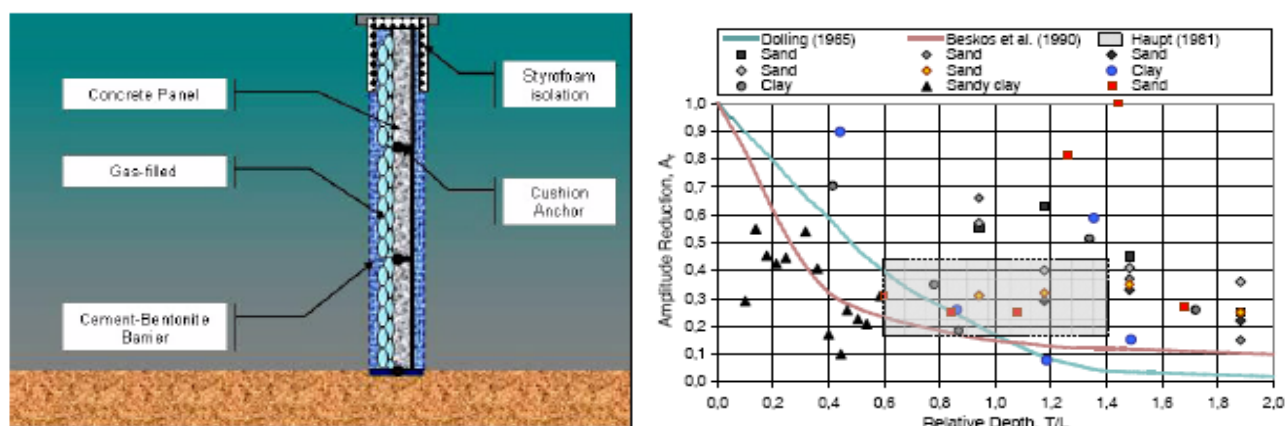


Figura 3.6: Trincea realizzata con il metodo dei gas-cushion e relative attenuazioni [10]

L'ultima evoluzione del sistema prevede una serie di membrane multistrato a forma di "cuscino" riempite di gas, collegate ad un pannello in c.a.p. per facilitare la messa in opera all'interno della trincea con mezzi meccanici e protette dal terreno tramite fanghi bentonitici.

Non sempre tuttavia è disponibile lo spazio necessario all'installazione di trincee (ad esempio a causa di edifici prossimi al bordo strada), per cui si è obbligati a scegliere soluzioni diverse.

3.3.3 Sovrastrutture antivibranti

Le due classi di interventi descritte ai paragrafi precedenti non sono sempre praticabili o di sufficiente efficacia. Da un lato, soprattutto in ambiente urbano, le trincee possono non essere realizzabili per assenza fisica o legale di spazio disponibile collaterale all'infrastruttura; dall'altro, una corretta e scrupolosa manutenzione del piano viabile, raramente praticata, può non bastare a contenere il fenomeno entro le soglie di accettabilità. In questi casi, o in associazione ai suddetti interventi, si può agire per incrementare le proprietà smorzanti della stessa infrastruttura. Nell'ambito di questa classe di provvedimenti distinguiamo quelli di *modifica delle caratteristiche meccaniche dei materiali componenti il "pacchetto" infrastrutturale*, trattati nel presente paragrafo, dalle misure consistenti nell'*inserzione di elementi antivibranti fra gli strati* che, in quanto oggetto specifico della presente esposizione, verranno descritte separatamente. La prima categoria

potrebbe essere definita di pavimentazione *intrinsecamente* antivibranti. Studi sull'influenza di composizione e spessore degli strati sul fenomeno vibratorio sono stati condotti sia per via sperimentale che attraverso modellazione numerica. Dopo averne constatato l'affidabilità [3], anche il modello analitico di Hunt, già descritto, può essere utilmente impiegato per l'analisi della sensibilità dei livelli di vibrazioni ai parametri meccanici e dimensionali dell'infrastruttura.

La potenziale importanza dell'intervento sulle caratteristiche degli strati dell'infrastruttura è suggerita dagli studi che hanno attestato come gran parte dell'energia associata alle vibrazioni risulti confinata in uno spessore pari a una o due volte la lunghezza d'onda della vibrazione stessa [40]. Quindi, la propagazione interessa solo marginalmente gli orizzonti sottostanti il sottofondo stradale.

3.3.1 Irrigidimento degli strati superficiali della pavimentazione

La differenza di comportamento mostrata dalle pavimentazioni in conglomerato bituminoso e cementizio nei confronti delle vibrazioni viene descritta molto dettagliatamente dai risultati sperimentali ottenuti da Watts nel corso di una campagna di sperimentazioni condotte su sovrastrutture situate su terreni di diverse caratteristiche (argille, sabbie, ghiaie, rocce). Lo studio effettuato mette in evidenza come, a parità di terreno di sottofondo, le pavimentazioni in conglomerato bituminoso garantiscano una minore attenuazione delle vibrazioni rispetto a quelle in conglomerato cementizio, quindi più rigide. Il maggiore effetto di attenuazione di quest'ultime è evidente soprattutto in punti a breve distanza dalla sorgente di vibrazione (fino a 10 metri circa), e la differenza tra gli effetti prodotti dai due diversi sistemi costruttivi va diminuendo allontanandosi dalla zona di eccitazione. Altri autori hanno eseguito simulazioni con programmi di calcolo agli elementi finiti (*FEM*) che forniscono risultati non sempre concordanti in relazione alla modifica delle caratteristiche dei materiali con cui la pavimentazione è realizzata.

Hanazato et al. [17] hanno presentato uno studio della propagazione delle vibrazioni per verificare l'influenza dell'uso di diversi pacchetti di strati sui valori massimi delle accelerazioni verticali rilevate a distanza crescente. La forzante utilizzata per sollecitare il modello agli elementi finiti elaborato è caratterizzata anche in questo caso da un andamento sinusoidale ed è applicata in un punto situato sull'asse della strada: i risultati

ottenuti mostrano che l'aumento della rigidità della pavimentazione tramite inserimento di strati di materiale a maggiore compattezza comporta una significativa riduzione delle vibrazioni.

.3.3.2 Irrigidimento dello strato di fondazione

Un altro possibile tipo di intervento consiste nella sostituzione del materiale di fondazione della pavimentazione (stabilizzato granulometrico) con un materiale di più elevate caratteristiche meccaniche, quale un misto cementato. La pavimentazione risultante è stata definita "semirigida" e prevede in superficie uno strato in conglomerato bituminoso.

3.3.3 Sfruttamento delle proprietà smorzanti dei materiali costituenti l'infrastruttura

In base a questo criterio, a Firenze, tra il 1996 ed il 1997, sono stati realizzati due interventi di mitigazione. Nel primo, a protezione del Battistero e del Duomo di Santa Maria del Fiore, uno strato di 20 cm di conglomerato bituminoso modificato, steso sopra uno strato in *tout venant*, è stato interposto tra la struttura portante della pavimentazione, costituita da uno strato di usura in lastricato supportato da una pavimentazione in cls armato gettata su una fondazione tradizionale in doppio strato (misto cementato e misto granulare non legato) ed il terreno di sottofondo.

Nel secondo intervento, a protezione del Museo di S.Marco lungo Via La Pira e Via La Marmora, al di sotto del misto cementato è stata realizzata una serie di strati in conglomerato bituminoso drenante, con interposto tessuto in fibra di vetro.

I progettisti degli interventi ne hanno sostenuto l'efficacia con la conferma delle misure di monitoraggio effettuate.

3.3.4 Utilizzo di conglomerati bituminosi con granulati in gomma

Recentemente, al fine di ottimizzare le proprietà smorzanti della pavimentazione stessa, si è studiata e sviluppata la tecnica di confezione di conglomerati bituminosi, destinati a

costituire lo *strato di collegamento*¹, con parziale sostituzione all'aggregato di granulato in gomma ottenuto dalla macinazione di pneumatici usati. Lo strato più superficiale, d'usura, al fine di rispondere pienamente alle esigenze prestazionali che gli sono proprie, è realizzato con un tipico tappeto.

Le sperimentazioni di laboratorio hanno certificato la possibilità di conseguire i seguenti vantaggi [40]:

- ~ riduzione della rigidità dello strato di collegamento, ma non della pavimentazione nel suo complesso, con conseguente vantaggio in termini di vita utile;
- ~ aumento delle capacità di assorbimento elastico delle vibrazioni provocate dalla irregolarità superficiali in prossimità della sorgente;
- ~ vantaggio ambientale per la possibilità di impiego di materiale di scarto proveniente dalla frantumazione di pneumatici di veicoli pesanti;
- ~ possibilità di applicazione su pacchetti esistenti di caratteristiche sia buone che medio-basse.

Un esempio di pavimentazione flessibile di tipo tradizionale modificata con aggiunta o parziale sostituzione all'aggregato lapideo del granulato in gomma è riportato in figura 3.7.

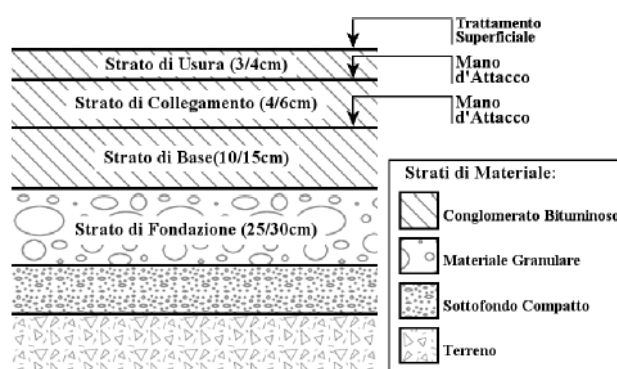


Figura 3.7 *Pavimentazione di tipo flessibile*

¹ Gli strati di collegamento di tipo tradizionale sono confezionati con una miscela di aggregato grosso, ossia pietrisco e pietrischetto, sabbia, filler, secondo una curva granulometrica di tipo continuo. Il materiale lapideo viene miscelato a caldo con legante non modificato.

All'interno dello strato in cui è introdotto, il granulato in gomma svolge, unitamente agli inerti in diverse pezzature, l'ossatura del conglomerato bituminoso. I pneumatici da cui è ricavato sono costituiti da varie mescole di gomma vulcanizzata attorno ad un'armatura di acciaio e tela. Tale struttura, conferendo loro in esercizio grande tenuta, rende i pneumatici desueti un rifiuto ingombrante, non degradabile né compattabile, perciò ad elevati costi di smaltimento per l'onerosità delle operazioni di raccolta, trasporto e trattamento. Pertanto, è utile sia per i vantaggi economici conseguibili che per gli effetti di salvaguardia ambientale, delineare tecnologie e metodiche di recupero e riciclaggio.

Dimensioni e forma in cui il materiale granulare viene utilizzato si ottengono per triturazione meccanica, trattamento di *criogenesi* o attraverso processi *elettrotermici*.

Con la *triturazione meccanica*, un sistema di lame e coltelli rotanti, una volta raggiunta la separazione dalle fibre metalliche (acciaio), si ottiene materiale granulare con pezzatura fra 5 e 0,5 mm, superficie irregolare e porosa, ottimale ai fini di appropriate reazioni col bitume. Nel *trattamento criogenico*, dopo una triturazione meccanica grossolana, la gomma viene raffreddata con azoto liquido che le conferisce una struttura cristallina fragile, ed infine è polverizzata in un mulino a dischi o a martelli. Le superfici dei grani risultano praticamente lisce, il che non è favorevole alla reazione col bitume. Perciò si sconsiglia l'impiego di granulato in gomma derivato da processo criogenico nelle miscele bituminose di uso stradale [40].

Con i *metodi elettrotermici*, il pneumatico viene ridotto in pezzatura grossolana ed introdotto in un forno verticale ad induzione elettromagnetica. La carbonizzazione superficiale subita dalla gomma ne favorisce il distacco dalle parti metalliche. Nella parte bassa del forno si raccolgono separatamente il materiale metallico, la gomma inalterata e la carbonizzata. Segue la devulcanizzazione in autoclave mediante processi termochimici e la rigenerazione per riprodurre il più possibile da vicino la struttura chimica dell'elastomero originale.

La preparazione del conglomerato può seguire un *processo secco (dry)* in cui il granulato in gomma viene aggregato al materiale lapideo *prima* della miscelazione col bitume, in percentuali in peso fra 2,5% e 5%. La gomma agisce così, sia da inerte che da legante, per la parziale capacità di reagire, durante la miscelazione, con il bitume. Tuttavia, l'azione di modifica del legante operata dalla gomma risulta modesta.

Il processo per *via umida (wet)*, alternativo al *dry*, consente un risparmio di gomma di circa dieci volte, riscuotendo, perciò, un maggior successo in campo applicativo, anche grazie ai minori oneri legati all'accuratezza della preparazione del conglomerato, all'adozione di specifiche condizioni di stesa e costipamento e alla formulazione della curva granulometrica² [40]. Il granulato in gomma, sotto forma di polverino, viene miscelato al bitume in proporzioni comprese, generalmente, fra il 18% ed il 25% in peso. Solo al termine di questa preparazione viene aggiunto l'aggregato lapideo. La gomma, reagendo col bitume, rammollisce e rigonfia sotto l'influenza di vari parametri (temperatura di miscelazione, tempo di permanenza alla temperatura di miscelazione, tipo ed energia di miscelazione meccanica imposta, dimensione e morfologia del granulato, presenza di oli aromatici nel bitume). L'effetto della gomma è di conferire al legante maggior elasticità e flessibilità. L'impiego additivo di stabilizzanti, antiossidanti e riempitivi ne ritardano l'invecchiamento. Con il processo *wet* si ottiene un legante con caratteristiche reologiche migliorate grazie alla maggior densità, al più alto punto di rammollimento, alla minor suscettività termica, alla maggior resistenza allo scorrimento, al minor invecchiamento, alla minor tendenza alla fessurazione (utile nei climi freddi), all'ottima impermeabilità all'acqua e all'adesione all'aggregato [40].

Le recenti campagne di test di laboratorio eseguite presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bologna [40,41], in raffronto con conglomerati bituminosi per collegamento di tipo tradizionale, pur richiedendo, ora, conferme da prova su scala reale, hanno dato risultati molto promettenti. La progettazione del conglomerato è stata eseguita non solo con il tradizionale metodo Marshall, ma anche tramite il sistema *Superpave* (*Superior Performing Pavement*) basato sull'impiego del compattatore giratorio che consente di mettere a punto miscele ottimali nei confronti dei fenomeni di deformazione permanente, rottura per fatica e frattura alle basse temperature. I provini, confezionati con diversa pezzatura dei granuli addittivanti di gomma (pezzatura di 2/4 mm e pezzatura di 4/6

² A fronte degli unanimi consensi raccolti dal processo *wet*, le riserve, talvolta i giudizi espressamente negativi, avanzate sul processo *dry* si riscontrano soprattutto nella letteratura meno recente e a seguito di studi eseguiti applicando metodiche di valutazione prestazionale tradizionali (prove statiche), che caratterizzano il materiale solo sulla base del comportamento a rottura in condizioni di sollecitazione diverse da quelle imposte in opera dai carichi viaggianti. I conglomerati preparati per via secca richiedono, perciò, un più aggiornato approccio sperimentale.

mm), percentuale in peso del granulato in gomma variabile in 2,1% o 3% e con differente percentuale di bitume (4,5%, 5% e 5,5), sono stati successivamente sottoposti alla procedura di determinazione del modulo di rigidezza dinamico mediante il *MATTA (Material Testing Apparatus)*.

Si è ottenuto che l'introduzione di una piccola quantità di granulato in gomma in miscela è sufficiente a modificare le caratteristiche di rigidezza e risposta tenso-deformativa sotto impulsi di carico [41]. L'aggiunta di granulato in gomma in misura del 3% in peso consente di ottenere un materiale nettamente meno rigido, con una risposta al carico dinamico più elastica e una curva di scarico molto più rapida nella discesa, a conferma dell'accresciuta elasticità dello scheletro³. Ciò conferisce al materiale capacità di assorbimento delle vibrazioni indotte dalle irregolarità superficiali [40,41].

Accanto all'uso di granulati in gomma, si riscontrano altre applicazioni, in funzione di smorzamento delle vibrazioni, che associano ai materiali tradizionalmente impiegati nel confezionamento di pavimentazione stradali, materiali definiti "non convenzionali".

Un esempio si trova in provincia di Bari (2), in un intervento a salvaguardia di un'area di interesse storico-archeologico (fig. 3.8). La fondazione su cui si poggia la pavimentazione flessibile si compone di [61]:

- uno strato in terra dello spessore di 40 cm fasciato con fogli di geotessile; a questo strato i progettisti dell'intervento affidano il ruolo di ripartitore dei carichi, mentre assegnano al geotessile un ruolo antivibrante, ipotizzando che ripartisca le azioni verticali e assorba quelle tangenziali;

³ Il modulo di rigidezza esprime il rapporto fra la tensione massima applicata e la relativa massima deformazione. Fisicamente, rappresenta in forma sintetica la capacità del materiale della pavimentazione (in generale: di un materiale qualsiasi) di diffondere i carichi applicati. Quanto più rigida è la pavimentazione, tanto migliore è la diffusione dei carichi in profondità: ciò significa che sul sottofondo, a parità di stato tensionale applicato, viene ad insistere una tensione massima inferiore. A causa della natura visco-elastica del bitume, la deformazione indotta da un carico dipende da temperatura e tempo di carico.

Nel caso di un singolo impulso di carico, la componente di deformazione recuperabile, cioè che si esaurisce allo scarico, è la dominante; la piccola parte irrecuperabile è stimabile come irrilevante. Su questa ipotesi si basa la determinazione del modulo di rigidezza *ISTM (Indirect Tensile Stiffness Modulus)*.

- al di sotto del materasso in terra si ha uno strato di sabbione monogranulare autocompattante che ha la finalità di conferire alla struttura maggiore resistenza dinamica e proteggere lo strato in sughero sottostante;
- alla base dell'intera sovrastruttura è presente uno strato in sughero dello spessore di 8 mm.

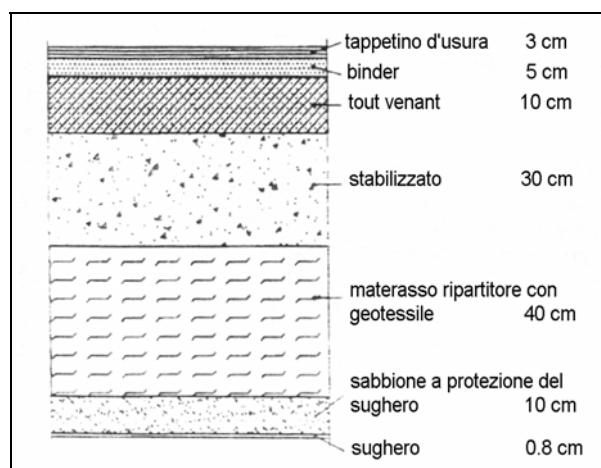


Figura 3.8 Sezione del pacchetto infrastrutturale (Bari) [61]

3.3.4 Interposizione di elementi elastici

Accanto alle pavimentazione già definite come *intrinsecamente antivibranti*, poiché derivano la capacità di attenuare le vibrazioni dall'opportuna modifica delle caratteristiche dei materiali che le compongono e degli spessori degli strati, si annoverano le sovrastrutture antivibranti, lato sensu, grazie all'isolamento dal sottofondo per interposizione fra fondazione e terreno di un elemento smorzante costituito da appoggi in materiale deformabile.

Questa soluzione è stata praticata, fino ad oggi, soprattutto per ridurre i fenomeni vibratorii indotti da sovrastrutture ferroviarie.

In ambito stradale, una soluzione di questo tipo può consistere nel realizzare uno strato di isolamento della pavimentazione dal terreno attraverso cuscinetti in neoprene interposti tra la pavimentazione vera e propria e una griglia di travi in cemento armato a contatto con il terreno (fig.3.9).

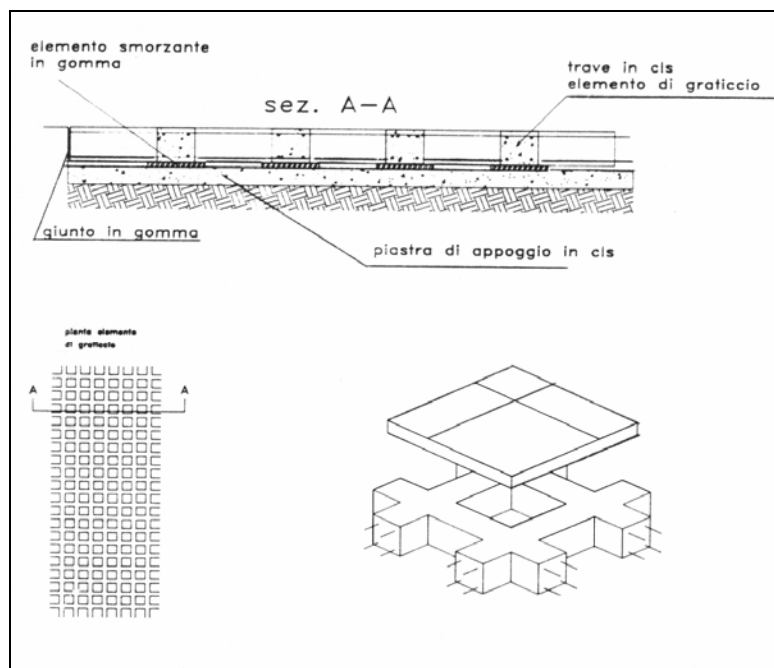


Figura 3.9 Esempio d'infrastruttura con interposizione di elementi elastici

La sovrastruttura così realizzata ha un comportamento simile a quello di una piastra dotata di rigidità flessionale e torsionale, per la quale il contatto con il terreno si realizza tramite vincoli a smorzatori e molle. Il pacchetto descritto, se opportunamente dimensionato, nelle intenzioni degli ideatori ha la funzione di filtro tra il veicolo e il terreno [61].

Citiamo due casi di sovrastrutture antivibranti per interposizione di elementi isolanti:

- una pavimentazione realizzata a Roma nel 1970 per la protezione del palazzo della Farnesina: la pavimentazione è realizzata tramite piastre prefabbricate su cui è steso il conglomerato bituminoso e poggia su una struttura costituita da grandi travi in c.a.p. su appoggi in gomma; il tutto è separato dalla fondazione attraverso una soletta in cemento armato (fig. 3.10);

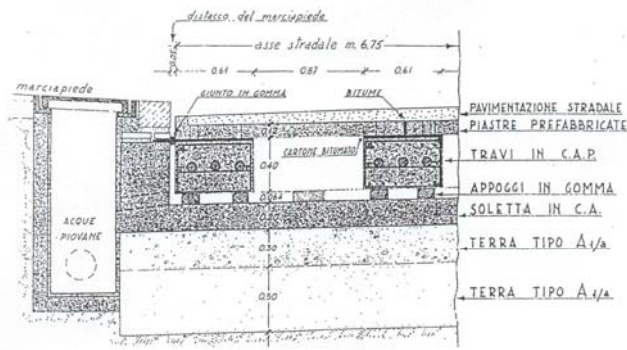


Figura 3.10 Pavimentazione realizzata nel 1970 per la protezione del palazzo della Farnesina

- progetto della pavimentazione della galleria artificiale presente nel tratto urbano della SS 36 a Lecco, in cui una pavimentazione flessibile tradizionale si trova appoggiata ad un consistente pacchetto di strati dalle caratteristiche elastiche e smorzanti, realizzato attraverso una sottopavimentazione in calcestruzzo ad armatura continua al di sopra di uno spessore in gomma e lana di vetro (fig. 3.11).

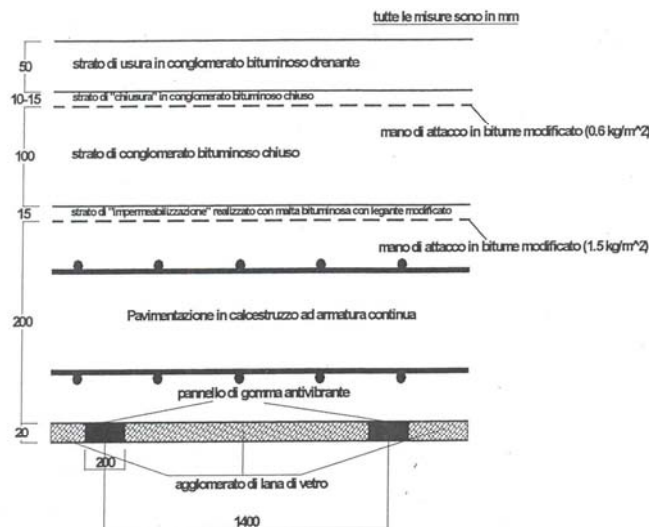


Figura 3.11 Pavimentazione realizzata a Lecco, nel tratto urbano in galleria della SS. 36

Incluso in questa categoria, può essere anche l'intervento consistente nell'isolamento della pavimentazione per inserimento di un "materassino antivibrante". Poiché l'analisi

dell'efficacia di questa soluzione costituisce l'oggetto specifico dello studio, per una sua dettagliata descrizione si rimanda ai successivi capitoli.

CAPITOLO 4

Fondamenti teorici del FLAC 3D

4.1 Introduzione

Lo studio affrontato nella presente trattazione, ossia gli effetti di contenimento delle vibrazioni indotte dal traffico stradale, si è avvalso dell'impiego del programma di simulazione alle differenze finite *FLAC 3D*¹. Sebbene in origine sia stato sviluppato per applicazioni in ingegneria geotecnica e mineraria, i successivi aggiornamenti del programma hanno ampliato le possibilità di impiego alla risoluzione di complessi problemi meccanici. Inoltre, la versione attuale del programma è in grado di integrare alla soluzione meccanica gli effetti dello scorrimento di fluidi e dei trasferimenti di energia termica.

In campo progettuale, le prime applicazioni del *FLAC* hanno riguardato l'ingegneria mineraria e le costruzioni sotterranee. Il processo di calcolo permette l'analisi delle progressioni di rotture e del successivo eventuale collasso, aspetti particolarmente delicati nella progettazione di miniere o infrastrutture profonde. I successivi sviluppi hanno cercato di fornire gli elementi specificatamente necessari a questo ambito d'impiego: sono stati introdotti gli elementi strutturali per riprodurre vari sistemi di rinforzo delle rocce (e.g. ancoraggi e tiranti). Il modello di scivolamento (*creep*) è stato applicato per il progetto di miniere di sale o potassio. L'opzione termica è stata usata per lo studio del comportamento di depositi profondi di scorie altamente radioattive. Con l'integrazione dell'opzione di terreno immerso e di scorrimento accoppiato fluido-meccanico e, infine, dell'analisi dinamica, il *FLAC* viene a possedere le potenzialità per un vasto impiego nello studio della meccanica dei suoli.

Affinché possano essere adeguatamente comprese le scelte effettuate nella costruzione del modello numerico, così come descritte nel successivo capitolo, e accertati i limiti di validità dei risultati ottenuti, viene di seguito proposta una sintetica esposizione dei

¹ E' disponibile sia nella versione *single precision* che *double precision*. La seconda garantisce una maggior accuratezza di soluzione quando i valori cumulativi delle variabili dopo molti cicli superino largamente i loro incrementi. L'impiego della versione *double precision* è consigliata anche nel caso in cui ci siano molte zone dalle dimensioni assai diverse rispetto a quelle medie.

presupposti teorici della formulazione del codice e della loro specifica applicazione. Quanto riportato ha per fonte, salvo diversa esplicita indicazione, il manuale fornito dal produttore [43].

4.2 Cos'è il FLAC

Sviluppato da Peter Cundall nel 1986, il *FLAC*, acronimo di *Fast Lagrangian Analysis of Continua*, è un programma alle differenze finite in grado di simulare, per via numerica, il comportamento di mezzi continui costituiti da materiali che manifestano, raggiunto il limite di snervamento, un comportamento plastico. Al programma viene integrato un'interfaccia grafica (*GIIC*²) che permette la riproduzione delle strutture di cui si voglia studiare il comportamento attraverso la “discretizzazione” del continuo. I mezzi continui, cioè, vengono scomposti in elementi discreti, ovvero zone, opportunamente configurati e disposti dall'utente. In funzione del modello reologico attribuito agli elementi, ad essi viene associata una legge tensione-deformazione che esprime la risposta del materiale alle forze applicate in relazioni ai vincoli. Si noti che la citata interfaccia grafica consente la visualizzazione della *reale* operazione logica di riduzione del continuo al discreto.

4.2.1 Le differenze finite

Il problema centrale dello sviluppo di un programma dedicato simulazione del comportamento di sistemi meccanici continui consiste nella risoluzione delle complesse equazioni differenziali del moto. Esistono due classi di metodi, peraltro assai simili, che lo consentono: il metodo *agli elementi finiti* ed il metodo *alle differenze finite*.

Entrambi scompongono il corpo continuo in elementi, ossia, lo “discretizzano”. I punti che suddividono il mezzo continuo e in cui vengono a contatto gli elementi sono i nodi. Entrambi i metodi, inoltre, traducono il sistema di equazioni differenziali descrittivo del

² *Graphical Interface for Itasca Codes*: rende tutti gli strumenti del *FLAC* invocabili in forma grafica. L'applicazione è basata sul *Java* e opera indipendentemente dal codice di modellazione. I dati, acquisiti e prodotti dal codice, sono scambiati tra il *FLAC* e la *GIIC*, consentendo all'utente d'intervenire sul modello senza interferire con il processo di calcolo e soluzione.

comportamento del mezzo nel suo insieme, in equazioni matriciali che, per ciascuno elemento, correlano le forze applicate nei nodi ai loro spostamenti. La soluzione delle equazioni richiede che vengano forniti i valori iniziali delle variabili e/o le condizioni al contorno.

La differenza fra i due metodi consiste nel criterio di definizione delle quantità caratteristiche del moto associate agli elementi.

Nel metodo *alle differenze finite*, ogni operazione di derivazione nel sistema delle equazioni del moto è rimpiazzata direttamente da un'espressione algebrica scritta nei termini delle variabili riferite a punti discreti nello spazio: tali variabili non sono definite all'interno degli elementi.

Al contrario, il requisito fondamentale del metodo *agli elementi finiti* è che le quantità del campo (sforzi e deformazioni) varino all'interno dell'elemento secondo una certa legge parametrica. La formulazione richiede degli aggiustamenti dei parametri per minimizzare gli errori.

In ogni caso, si ricava un sistema di equazioni algebriche (da equazioni differenziali). Benché esse siano ricavate in modo abbastanza diverso, è stato dimostrato come risultino uguali per entrambi i metodi [43].

Contrariamente a quanto spesso ritenuto, l'applicabilità del metodo alle differenze finite non è ristretta alle griglie rettangolari, bensì estesa ad elementi di qualsiasi forma.

4.2.2 Lo schema esplicito

Anche nella ricerca di soluzioni statiche (ossia nell'ambito dei problemi ove non si applichino sollecitazioni variabili nel tempo), la formulazione del *FLAC* include le equazioni dinamiche del moto. Si tratta del cosiddetto *schema esplicito* di calcolo.

Una ragione di questa scelta, che indubbiamente allunga i tempi di calcolo, è di assicurare uno schema di calcolo stabile quand'anche il sistema fisico riprodotto nel modello fosse instabile, eventualità ricorrente con materiali a comportamento non-lineare (e.g. crollo improvviso di un sostegno).

Ad esempio, nella realtà, parte dell'energia di deformazione è convertita in energia cinetica che si irradia e viene, così, dissipata. Grazie allo schema adottato, il *FLAC* riesce a "catturare" questo fenomeno perché, nelle equazioni, vengono comunque inclusi i termini

inerziali. Negli schemi risolutivi che, al contrario, non contengano i termini inerziali si rendono necessarie procedure numeriche aggiuntive per trattare l'instabilità fisica, senza che ciò, pur evitando l'instabilità numerica, assicuri che l'evoluzione del sistema descritta sia realistica. Quindi la soluzione adottata dal *FLAC* è sicuramente vantaggiosa in termini di correttezza dei risultati finali ed intermedi, ovvero, di aderenza alla realtà fisica. Lo svantaggio, accanto ad un aumento dei tempi di calcolo, è che l'utente deve essere in grado di interpretare il sistema numerico, avendo una qualche percezione di come possa evolvere il sistema.

Lo schema di calcolo, scomposto nelle diverse fasi, è sinteticamente rappresentabile come in figura 4.1:

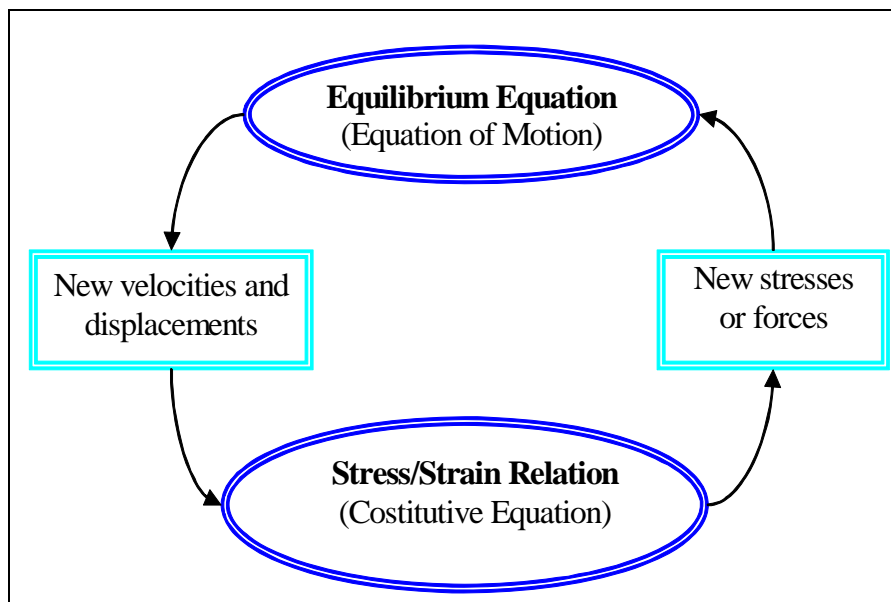


Figura 4.1 Ciclo base di calcolo esplicito

Dapprima sono invocate le equazioni del moto, che sono equazioni di equilibrio, da cui derivare le nuove velocità ed i nuovi spostamenti da tensioni e forze applicate. Quindi, attraverso le equazioni costitutive, si generano i nuovi valori delle tensioni e delle forze. Ad ogni ciclo di calcolo corrisponde un tempo di calcolo denominato *timestep* (tempo di ciclo di calcolo). E' importante notare che, fino a completamento del ciclo riprodotto nello schema e testé descritto, le variabili rimangono "congelate": ad esempio, le velocità appena calcolate per ciascun elemento, vengono introdotte nelle equazioni costitutive per ottenere i nuovi

valori degli sforzi; le nuove tensioni non influenzano i valori delle velocità finché il calcolo non si sia compiuto per tutti i punti della griglia. Ciò può apparire scorretto, poiché se cambia il valore della tensione in un punto, ciò modificherà le velocità dei punti vicini. Per aggirare l'incongruenza, perlomeno teorica, viene scelto un *timestep* così piccolo da non consentire la propagazione fisica dell'informazione all'interno nel modello. Infatti, per ogni materiale, si può individuare una sorta di velocità massima alla quale può diffondersi l'informazione. Questa assunzione consente di ritenere che i cambiamenti relativi ad un nodo non possano *fisicamente* influenzare i vicini nell'ambito di un ciclo di calcolo.

Si dicono schemi di calcolo impliciti, i metodi in cui ciascun elemento "comunica" con ogni altro durante ciascun ciclo: perciò, molti cicli iterativi sono necessari al raggiungimento di congruenza ed equilibrio. Le formulazioni agli elementi finiti, per lo più, adottano questo schema.

Il calcolo esplicito presenta numerosi vantaggi, tra cui il più importante consiste nel non richiedere processi iterativi nel calcolo delle tensioni dalle deformazioni in un elemento, anche se la legge costitutiva del materiale è non lineare.

Naturalmente ci sono anche degli svantaggi. Il più grave è il piccolo *timestep* richiesto, che impone un gran numero di cicli per completare la soluzione. In ogni caso, i metodi espliciti sono da ritenersi preferibili per sistemi non lineari, a grandi deformazioni o che presentano instabilità (fisica). Sono, invece, meno efficienti (ma non meno corretti) per modelli lineari o che presentano piccole deformazioni.

Nella tabella 4.1 si riporta un raffronto sintetico fra metodi espliciti ed impliciti.

Metodo Esplicito	Metodo Implicito
Il passo deve essere minore di un valore critico per la stabilità.	Il passo può essere arbitrariamente grande, con schemi incondizionatamente stabili.
Piccolo sforzo di calcolo per passo.	Grande sforzo di calcolo per passo.
Nessun smorzamento numerico rilevante introdotto per la soluzione dinamica.	Smorzamento numerico dipendente dal passo presente con schemi incondizionatamente stabili.
Nessuna iterazione necessaria per seguire una legge costitutiva non lineare.	Procedura iterativa necessaria per seguire una legge costitutiva non lineare.

Se il criterio del passo è sempre soddisfatto, vengono sempre seguite leggi non lineari in un modo fisicamente valido.	E' sempre necessario dimostrare che la procedura sopra menzionata sia stabile e segua il cammino fisicamente corretto (per problemi sensitivi al percorso).
Non vengono mai formate matrici. I requisiti di memoria sono sempre al minimo. Nessuna limitazione di larghezza di banda.	Devono venire memorizzate le matrici di rigidità si devono trovare modi per superare problemi relativi quali larghezza di banda. Le richieste di memoria tendono ad essere grandi.
Siccome non vengono mai fornite le matrici, ampi spostamenti e deformazioni vengono studiate senza sforzo ulteriore di calcolo.	Ulteriori sforzi di calcolo sono necessari per seguire grandi spostamenti e deformazioni.

Tabella 4.1 *Comparazione fra metodi di soluzione espliciti ed impliciti*

4.2.3 L'analisi Lagrangiana

La formulazione del *FLAC* si basa sull'analisi, cosiddetta, *Lagrangiana*. Significa che gli spostamenti incrementali sono aggiunti alle coordinate dei nodi così che la griglia si muove e si deforma progressivamente nel corso dei cicli di calcolo. In alternativa, si definisce *Euleriana* la formulazione in cui al materiale si applicano spostamenti e deformazioni rispetto ad una griglia fissa, cioè ai nodi della griglia originale subiscono spostamento e deformazione globale.

4.3 Le equazioni di campo

La soluzione di un modello comporta l'invocazione delle equazioni del moto, delle leggi costitutive, della legge di Fourier per i trasferimenti di calore e delle legge di Darcy per i fenomeni di filtrazione che interessano un terreno immerso.

Di seguito viene riportato un breve sommario della forma analitica delle formule inglobate nel programma.

4.3.1 Equazioni del moto

Nella forma più semplice, l'equazione del moto correla l'accelerazione di una massa con la forza applicata, eventualmente variabile nel tempo.

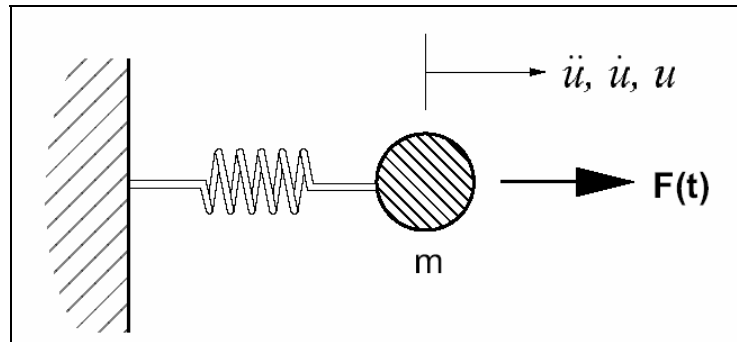


Figura 4.2 Applicazione di una forza variabile nel tempo ad una massa

La legge del moto, nella forma newtoniana è:

$$m \cdot \frac{d\dot{u}}{dt} = F(t) \quad (1)$$

con:

m = massa; $F(t)$ = forza dipendente dal tempo; u = spostamento;
 \dot{u} = velocità (derivata prima rispetto al tempo dello spostamento).

La (1), nel caso di un sistema di forze nullo ($\sum_i F_i = 0$) contemporaneamente agenti sul corpo, esprime la condizione di equilibrio: è ciò che viene sotteso dal *FLAC* nella *soluzione statica* dei modelli.

Per un sistema di massa continuo, l'equazione newtoniana può essere generalizzata nella forma (il pedice i indicherà, d'ora in poi, una generica componente di un vettore rispetto ad un riferimento cartesiano):

$$\rho \cdot \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho \cdot g_i \quad (2)$$

con:

ρ = densità;

x_i = componente generica (cartesiana) del vettore delle coordinate;

g_i = componente dell'accelerazione gravitazionale;

σ_{ij} = componente generica del tensore degli sforzi.

4.3.2 Relazioni costitutive

Le relazioni costitutive correlano, in un corpo deformabile, le tensioni alle deformazioni.

Le velocità di deformazione è derivata dal gradiente delle velocità, come segue:

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (3)$$

ove:

\dot{e}_{ij} = velocità di deformazione; \dot{u}_i = componente di velocità.

La forma meccanica delle leggi costitutive è:

$$\sigma_{ij} = M(\sigma_{ij}, \dot{e}_{ij}, \kappa) \quad (4)$$

con:

$M(\dots)$ = forma funzionale della legge costitutiva;

κ = parametro descrittivo dell'evoluzione della funzione (può non essere presente);

In generale, le leggi costitutive non lineari dovranno includere parametri che esprimano la natura incrementale della legge stessa, perché il legame fra tensione e deformazione non è unico. Cioè, al variare del livello pensionale applicato, la risposta deformativa è diversa. Da cui il parametro κ .

La (4) rappresenta un scrittura del tutto generica di legge costitutiva (in forma meccanica). L'esempio più semplice di legge costitutiva che specializza la (4) si scrive per un corpo elastico isotropo:

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij} + \left\{ \delta_{ij} \cdot \left(K - \frac{2}{3}G \right) \cdot \dot{e}_{kk} + 2G\dot{e}_{ij} \right\} \cdot \Delta t \quad (5)$$

con:

δ_{ij} = simbolo di Kronecker; $\Delta t = \text{timestep}$;

G, K = rispettivamente: modulo di taglio e di volume.

Un altro contributo dato alla matrice delle tensioni si deve alla rotazione finita di una zona durante uno *step* di calcolo; le componenti della matrice variano secondo la legge:

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij} + (\omega_{ik}\sigma_{kj} - \sigma_{ik}\omega_{kj}) \cdot \Delta t \quad (6)$$

Con:

$$\omega_{ij} = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} - \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right\} \quad (7)$$

Il contributo descritto dalla (7) viene preso in considerazione dal programma solo in modalità "large-strain" (ampia deformazione) ed è applicato prima della (6).

4.3.3 Le condizioni al contorno

Sia gli sforzi che gli spostamenti possono essere applicati al confine di un corpo solido. Gli spostamenti vengono specificati in termini di velocità in certi punti della griglia in cui, pertanto, non si applica la (3). Quando la condizione al contorno riguarda uno stato pensionale, le forze sono ottenute come:

$$F_i = \sigma_{ij}^b \cdot n_j \cdot \Delta s \quad (8)$$

con:

Δs = lunghezza del tratto di confine su cui agisce la tensione σ_{ij}^b ;

n_j = versore che individua la direzione normale al segmento del contorno.

La forza come calcolata nella (8) viene aggiunta alla somma delle forze che compete al nodo di confine della griglia.

7.4 La formulazione numerica

Le equazioni descritte nel capitolo precedente vengono impiegate in una formulazione specifica del metodo alle differenze finite. Lo schema alle differenze finite adottato dal *FLAC* segue l'approccio di Wilkins (1964).

L'operazione concettuale fondamentale del metodo consiste nella suddivisione del continuo in elementi discreti. A ciascuno di essi si applicano le equazione delle differenze finite adeguatamente riscritte.

4.4.1 La griglia

Il corpo solido che si vuole riprodurre nel modello è suddiviso in zone, in realtà composte da elementi quadrilateri. L'utente visualizza, dunque, zone quadrate o rettangolari, in ogni caso a quattro lati, ma, al suo interno, il *FLAC* suddivide ciascuna di esse in elementi triangolari sovrapposti le cui deformazioni sono costanti (vd. fig. 7.3).

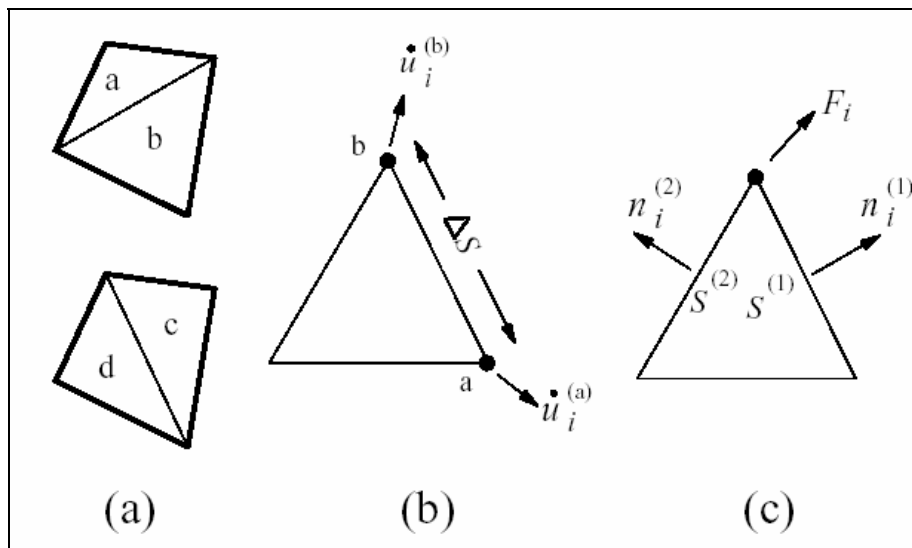


Figura 4.3 (a) elementi quadrilateri sovrapposti visualizzati dal *FLAC* – (b) elemento triangolare con vettori velocità applicati ai nodi – (c) vettori delle forze nodali

Per i sottoelementi triangolari rappresentati in figura (a, b, c, d), le componenti di sforzo deviatorico sono mantenute indipendenti; devono quindi essere aggiornate sedici componenti di tensioni ($4 \times \sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}$).

Il vettore forza di ciascun nodo è calcolato come la media delle forze esercitate dai due quadrilateri considerati nel nodo stesso. Se un triangolo viene distorto al punto da avere un'area molto minore del suo vicino, tale coppia non viene considerata nel calcolo delle forze ai nodi e vengono utilizzati solo i valori dell'altro quadrilatero. Se infine entrambi i set di triangoli sovrapposti risultano distorti il *FLAC* avvisa l'utilizzatore con un messaggio di errore ed interrompe il processo di calcolo.

4.4.2 Le equazioni delle differenze finite

Le equazioni per ciascun triangolo sono derivate dalla forma generalizzata del teorema della divergenza di Gauss:

$$\int_s n_i \cdot f \cdot ds = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} \cdot dA \quad (9)$$

con:

\int_s = operatore d'integrazione estesa al contorno di una superficie chiusa;

n_i = versore che individua la direzione ortogonale alla superficie A ;

f = quantità scalare, vettoriale o tensoriale;

x_i = vettore posizione;

ds = arco di curva infinitesimo;

\int_A = operatore d'integrazione estesa alla superficie di area A .

Si definisce il valore medio assunto sull'area A del gradiente della grandezza f come:

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \cdot \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} \cdot dA \quad (10)$$

Sostituendo la (9) nella (10), si ottiene:

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \cdot \int_s n_i \cdot f \cdot ds \quad (11)$$

Per un sotto-elemento triangolare³, la forma della differenza finita diviene, perciò:

³ Indichiamo come "sotto-elementi", i componenti triangolari degli "elementi" o zone quadrilatere visualizzate dall'utente con i quali vengono composti i modelli.

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \cdot \sum_s \langle f \rangle \cdot n_i \cdot \Delta s \quad (12)$$

Con Δs si indica la lunghezza del lato di un triangolo. Somma viene effettuata sui tre lati del triangolo. Il valore medio della grandezza f è riferito a ciascun singolo lato.

4.4.3 Velocità di deformazione e tensioni

La (12) permette di scrivere le velocità di deformazione (\dot{e}_{ij}) per una zona sostituendo il vettore medio della velocità alla grandezza generica indicata con f . Indicando con gli apici (a) e (b) le grandezze relative a due nodi consecutivi del lato di un sotto-elemento triangolare, si ha:

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2A} \cdot \sum (\dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)}) \cdot n_j \cdot \Delta s \quad (13)$$

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (14)$$

La (13) sottende, evidentemente, una variazione lineare della velocità tra i nodi. Questa assunzione rende il risultato identico a quello fornito con la (14) dall'integrazione esatta. Le equazioni riportate consentono di scrivere tutte le componenti del tensore delle deformazioni. In particolare, la massima deformazione di taglio (γ) nel piano xy sarà:

$$\gamma = \frac{1}{2} \cdot \left[(e_{xx} - e_{yy})^2 + 4 \cdot e_{xy}^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (15)$$

Nel piano di Mohr equivale alla rappresentazione in figura 7.4.

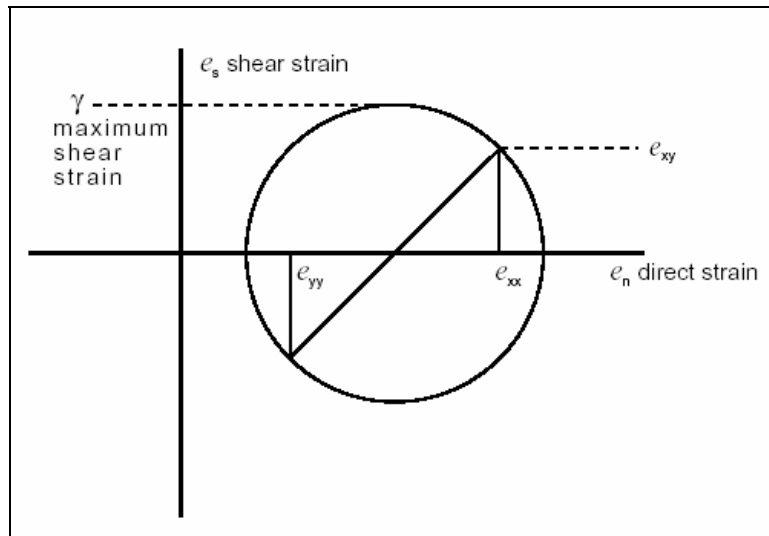


Figura 7.4 Circonferenza di Mohr delle deformazioni

Il *FLAC* rende accessibili all'utente le deformazioni e le velocità di deformazione delle zone attraverso variabili:

ssr: calcola la massima velocità di deformazione per taglio al *timestep* corrente attraverso le velocità nodali, basandosi sulla (13);

ssi: calcola la massima deformazione per taglio attraverso gli spostamento nodali, sulla scorta della (15);

vsr: calcola la velocità di deformazione volumetrica;

vsi: calcola la deformazione volumetrica;

fsr: calcola tutte le componenti del tensore delle velocità di deformazione;

fsi: calcola tutte le componenti del tensore degli incrementi di deformazione.

Scrivendo un'appropriata funzione col modulo *FISH* [43], ed invocando il comando *print* (e.g., *print ssr*), è possibile ottenere una visualizzazione dei contenuti delle variabili al passo e per le zone di interesse.

4.4.4 La discretizzazione mista

Il procedimento di *discretizzazione mista*, adottato nel *FLAC*, consiste in una discretizzazione diversa per parti isotrope e parti deviatoriche dei tensori sforzo e deformazione. Si suppone che lo sforzo isotropo e le componenti di deformazione siano costanti sull'intero elemento quadrilatero, mentre le componenti deviatoriche vengono trattate separatamente per ciascun sotto-elemento triangolare.

La deformazione volumetrica viene mediata su ciascuna coppia di triangoli, mentre la deformazione deviatorica rimane inalterata.

Nel caso di deformazioni nel piano, le velocità di deformazione nei triangoli (a) e (b) di figura 7.3 vengono corrette nel modo che segue (dove il pedice *m* designa un valore "medio" e il pedice *d* indica un termine "deviatorico"):

$$\dot{e}_m = \frac{\dot{e}_{11}^a + \dot{e}_{22}^a + \dot{e}_{11}^b + \dot{e}_{22}^b}{2} \quad (16)$$

$$\dot{e}_d^a = \dot{e}_{11}^a - \dot{e}_{22}^a$$

$$\dot{e}_d^b = \dot{e}_{11}^b - \dot{e}_{22}^b$$

$$\dot{e}_{11}^a = \frac{\dot{e}_m + \dot{e}_d^a}{2} \quad (17)$$

$$\dot{e}_{11}^b = \frac{\dot{e}_m + \dot{e}_d^b}{2}$$

$$\dot{e}_{22}^a = \frac{\dot{e}_m - \dot{e}_d^a}{2}$$

(18)

$$\dot{e}_{22}^b = \frac{\dot{e}_m - \dot{e}_d^b}{2}$$

Simili correzioni vengono applicate ai triangoli (c) e (d). La componente \dot{e}_{12} rimane inalterata. Nel caso di geometria asimmetrica, tutte le tre componenti dirette della deformazione vengono impiegate nel calcolo del valore medio (\dot{e}_m).

4.4.5 Calcolo degli sforzi dalle velocità di deformazione

Il nuovo tensore degli sforzi si ottiene dal tensore velocità di deformazione per mezzo della legge costitutiva (4) e dei termini correttivi che tengono conto delle rotazioni (6).

Per garantire la coincidenza dello sforzo isotropo fra i due triangoli di una coppia, viene invocata nuovamente la discretizzazione mista usando una ponderazione delle aree:

$$\sigma_0^{(a)} = \sigma_0^{(b)} = \left[\frac{\sigma_0^{(a)} \cdot A^{(a)} + \sigma_0^{(b)} \cdot A^{(b)}}{A^{(a)} + A^{(b)}} \right] \quad (19)$$

dove:

$\sigma_0^{(a)}$ = sforzo isotropo nel triangolo (a);

$A^{(a)}$ area del triangolo (a).

Questa equazione ha effetto solo per leggi costitutive dilatanti che producono variazioni dello sforzo isotropo per effetto del taglio; per altre leggi gli sforzi isotropi nei due triangoli sono naturalmente uguali.

In virtù dello schema esplicito di calcolo adottato dal *FLAC*, la legge costitutiva (4) è “consultata” una volta per ciascuna zona ad ogni *timestep*. Come detto, non è necessaria alcuna iterazione perché il *timestep* è così piccolo da escludere che l’informazione possa propagarsi.

4.4.6 Le forze ai nodi

Una volta che siano stati determinati gli sforzi, è possibile calcolare le forze equivalenti applicate ai nodi. Gli sforzi agiscono come trazioni sui lati di ciascun triangolo e ogni trazione viene supposta equivalente a due forze uguali agenti agli estremi del lato, appunto nei nodi. Ogni vertice del triangolo riceve, dunque, due contributi di forza, uno da ciascuno dei lati adiacenti (vd. fig. 8.4(c)). Per ogni nodo, si ottiene:

$$F_i = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ij} \cdot (n_j^{(a)} \cdot S^{(1)} + n_j^{(2)} \cdot S^{(2)}) \quad (20)$$

Le forze agenti in ciascun nodo di ogni triangolo del medesimo gruppo (ogni zona quadrilatera contiene due gruppi di due triangoli) vengono sommate.

Si ottiene, infine, la forza in ciascun nodo del quadrilatero eseguendo la media dei valori ricavati, nel medesimo nodo, per ogni singolo gruppo.

4.4.7 Equazioni del moto

In ciascun nodo vengono sommate le forze afferenti da tutti i quadrilateri che vi convergono, ottenendo il vettore di forza nodale netto, $\sum F_i$. Questo vettore include sia contributi dei carichi applicati, sia forze di volume dovute alla gravità.

Le forze dovute alla gravità valgono:

$$F_i^{(g)} = g_i \cdot m_g \quad (21)$$

dove:

m_g = massa gravitazionale concentrata al nodo, definita come la somma di un terzo delle masse dei triangoli connessi al nodo.

Se il corpo è in equilibrio o, nel campo della plasticità, in deformazione plastica costante, la somma delle forze agenti sul nodo è nulla; diversamente, il nodo verrà accelerato secondo la seconda legge di Newton, nella forma in cui si scrive alle differenze finite:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \cdot \frac{\Delta t}{m} \quad (22)$$

ove gli apici indicano l'istante in cui viene calcolata la variabile.

Nei modelli interessati da ampie deformazioni (*large-strain*), l'equazione precedente subisce una seconda integrazione per determinare la nuova coordinata del punto della griglia:

$$x_i^{(t+\Delta t/2)} = x_i^{(t)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} \cdot \Delta t \quad (23)$$

Le equazioni (22) e (23) si riferiscono all'istante centrale dell'intervallo di tempo: è stato dimostrato che i termini d'errore del primo ordine si annullano per equazioni così calcolate.

Le velocità si riferiscono ad istanti sfasati di mezzo *timestep* rispetto agli spostamenti e alle forze.

4.4.8 Lo smorzamento meccanico

La tematica dello smorzamento verrà ampiamente trattata nella descrizione dell'analisi dinamica consentita dal *FLAC*. Tuttavia, è necessario anticiparne qualche cenno, poiché gli effetti di smorzamento meccanico vengono coinvolti anche nei calcoli di equilibrio statico (o per soluzioni quasi statiche). L'obiettivo del *FLAC* è pervenire ad uno stato di equilibrio o di deformazione plastica costante, attraverso una procedura numerica stabile con il minimo impiego di risorse. Lo smorzamento standard del rilassamento dinamico è assunto essere proporzionale alla velocità, nella fattispecie, alla velocità dei nodi. Ora, il ricorso ad uno smorzamento proporzionale alla velocità comporta tre difficoltà:

1. lo smorzamento introduce forze di volume che sono formalmente scorrette nelle regioni interessate da cedimenti plastici e, in alcuni casi, possono influenzare impropriamente i modi di rottura (quand'essa occorra);

2. il valore ottimale della costante di proporzionalità (fra smorzamento e velocità) dipende dagli autovalori della matrice che rimangono incogniti a meno che non venga svolta un'analisi modale completa: inoltre, in problemi non-lineari, questi valori possono rimanere indefiniti, mentre in problemi lineari, una simile analisi può richiedere tante risorse quanto lo stesso calcolo di rilassamento,

3. nella forma canonica, lo smorzamento dinamico è ugualmente applicato a tutti i nodi, cioè un'unica costante di smorzamento è attribuita a tutta la griglia; nella maggior parte dei casi, però, le diverse parti del sistema hanno comportamenti diversi (e.g. in una regione possono aversi cedimenti, mentre altre rimangono in equilibrio): in questi casi è necessario prevedere valori diversificati della costante.

Perciò, per risolvere tali difficoltà, vengono previsti diversi modelli di smorzamento.

La formulazione base, che viene implicitamente (cioè senza che debba essere invocata da uno specifico comando impartito dall'utente) applicata dal programma, è stata approntata da Cundall (1982). Vi si utilizzano ancora forze viscosi, ma la costante di viscosità è continuamente corretta in modo che l'energia dissipata nello smorzamento sia una quota costante del tasso di variazione dell'energia cinetica del sistema. L'aggiornamento della costante di viscosità viene effettuato automaticamente da un meccanismo di calcolo che cerca di eguagliare da un valore predefinito (tipicamente, 0,5) il seguente rapporto:

$$R = \frac{\sum P}{\sum \dot{E}_k} \quad (24)$$

ove:

P = è la capacità smorzante di un nodo;

\dot{E}_k = la velocità di variazione dell'energia cinetica associabile al nodo;

\sum = l'operatore che estende la somma dei termini a tutti i nodi della griglia.

Questa struttura di smorzamento è in grado di contrastare la seconda difficoltà elencata e, parzialmente, la prima. Infatti, all'avvicinarsi del sistema ad una configurazione stabile (equilibrio o deformazione plastica costante), la variazione dell'energia cinetica tende a zero, facendo così annullare anche la capacità smorzante.

4.5 La determinazione del timestep critico

La determinazione del *timestep*, ovvero, si ricordi, l'intervallo temporale in cui si compie un ciclo elementare di calcolo (come rappresentato in figura 7.1), è fondamentale nell'ambito di uno schema esplicito, poiché, ai fini della stabilità (computazionale) deve essere più piccolo del tempo minimo necessario all'informazione per propagarsi nel mezzo.

La condizione, in forma analitica, per un solido elastico si esprime in funzione delle dimensioni degli elementi (Δx) mediante la disuguaglianza:

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{C} \quad (25)$$

C è la massima velocità con cui può diffondersi l'informazione, che, tipicamente, si assume essere pari alla velocità di onde di tipo p :

$$C_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} \quad (26)$$

Per un singolo elemento cui venga associata la massa m e rigidezza k , la condizione di stabilità diviene:

$$\Delta t < 2 \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (27)$$

In un sistema complesso, costituito da un mezzo continuo e griglie di varia forma di masse interconnesse, il *timestep* critico, cioè il massimo consentito, è correlato al più piccolo periodo naturale del sistema, T_{\min} , secondo la relazione:

$$\Delta t < \frac{T_{\min}}{\pi} \quad (28)$$

Naturalmente è assai difficile risalire al periodo dell'intero sistema, pertanto ci si può limitare ad una stima locale del *timestep* critico. La convergenza ottimale della procedura di calcolo si verifica quando i valori locali di *timestep* critico sono uguali (come a dire: quando i periodi naturali di risposta di tutte le parti del sistema sono uguali). E' conveniente, perciò, attribuire un valore unitario al *timestep*, correggendo di conseguenza le masse nodali per ottenere questo valore, attraverso l'assunzione di un "fattore di sicurezza" pari a 0,5 nel *timestep* critico.

Considerando la relazione (24) per una zona triangolare di area A e stimando la minima distanza di propagazione per la zona come $A/\Delta x_{\max}$, si ottiene:

$$\Delta t = \frac{A}{C_p \cdot \Delta x_{\max}} \quad (29)$$

Assumendo, secondo la procedura testé descritta, $\Delta t = 1$ e poiché $C_p^2 \cdot \rho = K + 4G/3$, si ha:

$$\rho = \frac{(K + 4G/3) \cdot \Delta x_{\max}^2}{A^2} \quad (30)$$

Inoltre, la massa propria di una zona può essere indicata come $m_z = \rho \cdot A$, quindi:

$$m_z = \frac{(K + 4G/3) \cdot \Delta x_{\max}^2}{A} \quad (31)$$

Assumendo la massa associata a ciascun nodo (m_{gp}) come pari ad un terzo della massa dell'intera zona, si ha:

$$m_{gp} = \frac{(K + 4G/3) \cdot \Delta x_{\max}^2}{3 \cdot A} \quad (32)$$

Infine, la massa nodale (m_n) di ciascun punto della griglia del *FLAC* (quella visualizzata dall'utente e costituita da elementi quadrilateri) è la somma di tutti i vertici dei sotto-elementi triangolari:

$$m_n = \sum \frac{(K + 4G/3) \cdot \Delta x_{\max}^2}{6 \cdot A} \quad (33)$$

Nella (32) viene ad agire un fattore 2 per l'inclusione nella somma di due gruppi di zone sovrapposte⁴.

Per ragioni computazionali, ciò che viene immagazzinato nel *FLAC* all'interno della variabile, denominata ***gpm***, è il valore reciproco della massa nodale, m_n . E' possibile visualizzare tale grandezza invocando il comando:

PRINT gpm

⁴ L'effetto di oggetti quali gli elementi strutturali, costituenti una particolare classe di oggetti *FLAC*, peraltro qui non trattati perché esulano dagli strumenti impiegati nelle simulazioni eseguite, viene incluso aggiungendo nella somma espressa dalla (32) delle masse equivalenti calcolate secondo la (26) con l'assunzione di un *timestep* critico unitario. Ogni elemento meccanico connesso ad un nodo della griglia contribuisce con una massa addizionale proporzionale alla rigidezza. Il fattore di proporzionalità (pari a 4) è di amplificazione per tener conto dei possibili modi superiori di oscillazione per un sistema di diversi elementi e masse interconnessi, contrariamente a quanto avviene per un elemento singolo caratterizzato da un solo periodo.

4.6 Aspetti formali

Per consentire una più immediata comprensione della descrizione delle simulazioni effettuate si presenta una rassegna del lessico adottato dal *FLAC* e delle convezioni numeriche e di segno adottate.

4.6.1 Nomenclatura

La nomenclatura adottata dal *FLAC* è, di massima, coerente con quella convenzionalmente in uso nei programmi alle differenze o agli elementi finiti. Di seguito, vengono riportate le definizioni dei termini essenziali e più ricorrenti.

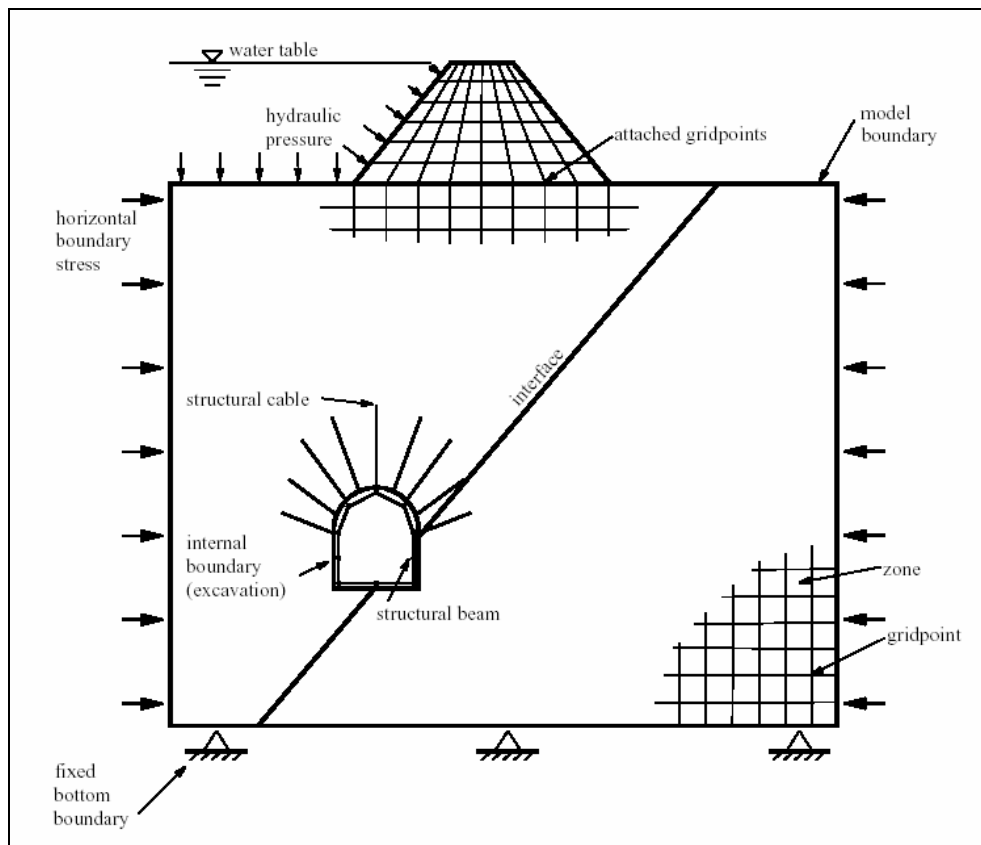


Figura 4.5 Esempio di un modello *FLAC*

Modello FLAC: modello generato dall'utente al fine di simulare un problema fisico concreto. Il modello è costituito da una sequenza ordinata di comandi (listato) che definiscono le condizioni per la soluzione numerica.

Zona: minimo dominio geometrico in cui si valuta il cambiamento durante un fenomeno (e.g., sforzo/deformazione, flusso di fluido, trasferimento di calore). IL *FLAC* usa zone (anche dette elementi) quadrilatere. Internamente, il programma suddivide ciascuna zona in quattro "sub-zone" triangolari che rimangono "nascoste" all'utente.

Nodo (o punto della griglia): i nodi sono associati ai vertici delle zone alle differenze finite. Ci sono sempre quattro nodi associati a ciascuna zona. Ogni nodo è individuato da una coppia di coordinate (x,y) , che ne specifica la posizione esatta nella griglia.

Griglia alle differenze finite: insieme di una o più zone alle differenze finite. Termini equivalenti a griglia sono maglia o *mesh*.

Contorno del modello: è la periferia della griglia. Esistono anche contorni interni, quali buchi entro la griglia.

Condizioni al contorno: sono le prescrizioni di un vincolo o di una condizione controllata lungo il contorno del modello, ad esempio uno spostamento fisso, una forza, un contorno impermeabile, etc.

Condizioni iniziali: è lo stato di tutte le variabili del modello prima di qualsiasi cambiamento meccanico o altro disturbo.

Sottogriglia: sono griglie parziali in cui può essere suddivisa la maglia principale, al fine di creare regioni con forme diverse. Una sottogriglia non può avere nodi in comune con altre sottogriglie, pertanto devono essere separate da zone nulle.

Modelli costitutivi: o modelli di materiali, rappresentano il legame fra tensioni e deformazioni che, caratterizzando un materiale, può essere attribuito a zone della griglia (a singole o a gruppi).

Zone nulle: sono zone che rappresentano vuoti, a cui, perciò, non viene assegnato alcun modello costitutivo (o più esattamente, cui si attribuisce il modello predefinito *null*, i cui parametri sono tutti nulli). Tutte le zone create ex novo sono inizialmente nulle.

Nodi collegati: i nodi collegati sono coppie di nodi appartenenti a sottogriglie separate, collegati fra loro tramite un apposito comando. Sono inseparabili una volta collegati.

Interfaccia: è un collegamento fra sottogriglie che consente slittamenti relativi e separazioni. Può rappresentare una discontinuità fisica quale una faglia o piani di contatto. Può anche essere usata per collegare regioni di sottogriglie con dimensioni di zona differenti (in tal caso è precluso ogni spostamento e l'interfaccia si dice incollata o *glued*).

Nodi marcati: sono nodi speciali, designati per delimitare una regione con lo scopo di applicarvi condizioni iniziali particolari o proprietà specifiche dei materiali. Il fatto di marcare dei punti non ha alcun effetto sulla soluzione.

Regione: indica tutte le zone racchiuse tra nodi marcati; viene utilizzata per limitare ad una parte del modello l'azione di un comando.

Gruppo: è un insieme di zone identificate da un unico nome: ogni comando invocato in riferimento ad un gruppo agisce esclusivamente sulle zone che vi appartengono.

Elementi strutturali: sono elementi lineari usati per rappresentare l'interazione di strutture (travi, pali, chiodi da roccia, tiranti ecc.) con una massa di terreno o roccia.

Passo: essendo *FLAC* un codice esplicito, la soluzione dei problemi richiede un certo numero di passi di calcolo. Durante ogni passo (o ciclo o, in termini temporali, *timestep*), il fenomeno studiato viene propagato attraverso le zone della griglia alle differenze finite.

Soluzione statica: una soluzione statica o quasi statica è raggiunta in *FLAC* quando la velocità di variazione dell'energia cinetica diventa trascurabile. *E' ottenuta tramite lo smorzamento delle equazioni del moto.* Quando è raggiunta la soluzione quasi statica, il sistema può trovarsi in una situazione di equilibrio o di flusso plastico costante se una parte del modello (o l'intero modello) è instabile sotto le condizioni di carico applicate. Questa è la soluzione di base nel *FLAC*: soluzioni statiche possono essere associate a fenomeni di filtrazione o trasferimento di calore.

Forze non bilanciate: la massima forza non bilanciata (nell'ambito del modello) è un parametro di controllo del raggiungimento di una soluzione statica: si ha equilibrio se le forze ai nodi sono nulle. La massima forza di nodo è monitorata dal *FLAC* ed è detta "*unbalanced force*" o "*out-of-balance force*". Il sistema è considerato in equilibrio quando la massima forza sbilanciata non bilanciata è piccola rispetto alle forze applicate. Se la massima forza non bilanciata si attesta ad un valore costante non nullo (seppur piccolo) significa che, probabilmente, si stanno verificando rotture o deformazioni plastiche all'interno del modello.

Soluzione dinamica: per ottenere una soluzione dinamica vengono risolte le equazioni dinamiche complete del moto. Generazione e dissipazione dell'energia cinetica influiscono direttamente sulla soluzione. Una soluzione dinamica è richiesta per problemi in cui si abbiano carichi immediati di elevata intensità (moti sismici o esplosioni).

Modello grandi o piccole deformazioni: *FLAC* lavora, salvo diverso comando, secondo la modalità a piccole deformazioni (*small-strain mode*), il quale fa sì che le coordinate dei nodi non cambino quand'anche gli spostamenti fossero elevati. Nella modalità a grandi deformazioni (*large-strain mode*), invece, le coordinate della griglia vengono aggiornate ad ogni passo, in accordo con gli spostamenti calcolati.

4.6.2 Convenzioni sui segni

Per quanto riguarda le convenzioni sui segni, *FLAC* definisce:

- *Sforzo normale*: uno sforzo positivo indica trazione, uno negativo compressione.
- *Sforzo di taglio*: uno sforzo positivo di taglio è positivo se diretto (vd. fig. 7.6) concordemente agli assi coordinati se agisce su una superficie avente normale uscente nel verso positivo degli assi; se, al contrario, la normale alla superficie vi esce in direzione negativa, allora è positivo lo sforzo di taglio concorde al verso negativo degli assi. Gli sforzi in figura 7.6 sono positivi.

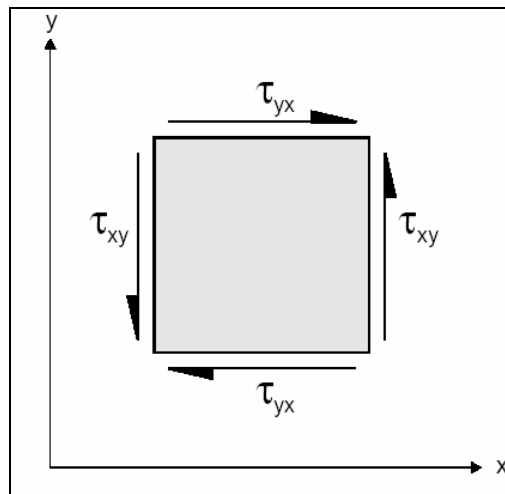


Figura 4.6 Convenzione sui segni per le componenti positive delle azioni tangenziali

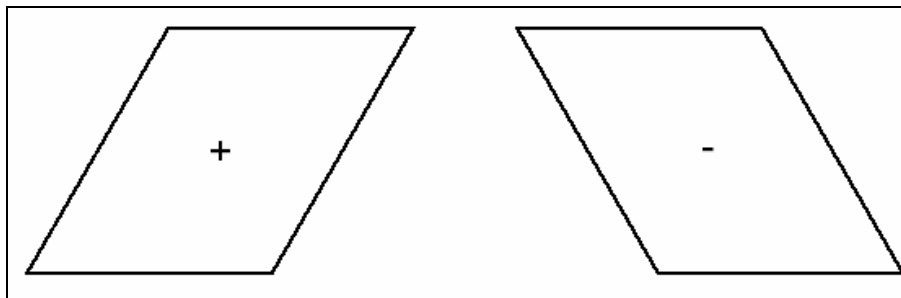


Figura 4.7 Deformazioni associate a sforzi di taglio positivi e negativi

- *Deformazione normale*: una deformazione positiva indica dilatazione, una negativa accorciamento.

- *Deformazione di taglio*: la deformazione di taglio segue la convenzione dello sforzo di taglio. La figura 7.7 indica la deformazione associata a sforzi di taglio rispettivamente positivi e negativi.

- *Forza di gravità*: la forza di gravità è positiva se spinge la massa di un corpo verso il basso, negativa se verso l'alto.

- *Vettori*: le componenti *x* ed *y* di vettori di quantità quali forze, spostamenti, velocità e vettori di flusso sono positivi quando sono rivolti nella direzione positiva delle coordinate spaziali *x* ed *y*.

4.6.3 Unità di misura

FLAC riconosce qualsiasi insieme coerente di unità di misura ingegneristiche, secondo quanto riportato dalle seguenti tabelle:

Property	Unit	SI				Imperial	
		m ²	m ²	m ²	cm ²	ft ²	in ²
area	length ²	m ²	m ²	m ²	cm ²	ft ²	in ²
axial or shear stiffness	force/disp	N/m	kN/m	MN/m	Mdynes/cm	lbf/ft	lbf/in
bond stiffness	force/length/disp	N/m/m	kN/m/m	MN/m/m	Mdynes/cm/cm	lbf/ft/ft	lbf/in/in
bond strength	force/length	N/m	kN/m	MN/m	Mdynes/cm	lbf/ft	lbf/in
exposed perimeter	length	m	m	m	cm	ft	in
moment of inertia	length ⁴	m ⁴	m ⁴	m ⁴	cm ⁴	ft ⁴	in ⁴
plastic moment	force-length	N-m	kN-m	MN-m	Mdynes-cm	ft-lbf	in-lbf
yield strength	force	N	kN	MN	Mdynes	lbf	lbf
Young's modulus	stress	Pa	kPa	MPa	bar	lbf/ft ²	psi

where 1 bar = 10⁶ dynes/cm² = 10⁵ N/m² = 10⁵ Pa,

Tabella 4.1 Sistemi di unità di misura - parametri meccanici

	SI				Imperial	
Length	m	m	m	cm	ft	in
Density	kg/m ³	10 ³ kg/m ³	10 ⁶ kg/m ³	10 ⁶ g/cm ³	slugs/ft ³	snails/in ³
Force	N	kN	MN	Mdynes	lb _f	lb _f
Stress	Pa	kPa	MPa	bar	lb _f /ft ²	psi
Gravity	m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	cm/s ²	ft/sec ²	in/sec ²
Stiffness*	Pa/m	kPa/m	MPa/m	bar/cm	lb _f /ft ³	lb/in ³

* Stiffness refers to normal and shear stiffnesses at interfaces.

where 1 bar = 10⁶ dynes/cm² = 10⁵ N/m² = 10⁵ Pa;
 1 atm = 1.013 bars = 14.7 psi = 2116 lb_f/ft² = 1.01325 × 10⁵ Pa;
 1 slug = 1 lb_f · s²/ft = 14.59 kg;
 1 snail = 1 lb_f · s²/in; and
 1 gravity = 9.81 m/s² = 981 cm/s² = 32.17 ft/s².

Tabella 4.2 Sistemi di unità di misura - parametri meccanici

4.7 Costruzione di un modello FLAC

La costruzione di un modello nel *FLAC* richiede che venga impartito dall'utente un sistema coerente ed ordinato di comandi. Le istruzioni possono essere impartite, in alternativa alla forma testuale, mediante l'interfaccia grafica (*GIIC*).

Tre sono le fondamentali componenti di un problema da specificare:

- (1) una griglia alle differenze finite;
- (2) le leggi costitutive che caratterizzano i materiali;
- (3) le condizioni iniziali e al contorno.

La costruzione della griglia permette di definire la geometria del modello; l'assegnazione di una legge costitutiva alle regioni della maglia detta il tipo di risposta del modello ai disturbi apportati. Infine, le condizioni iniziali e al contorno definiscono lo stato antecedente l'applicazione di eventuali sollecitazioni.

Dopo che siano stati definiti i tre elementi indicati, viene calcolato l'equilibrio statico iniziale. Solo successivamente possono essere apportate le necessarie alterazioni corrispondenti, ad esempio, ad operazioni di scavo o modifiche delle condizioni al contorno. Quindi, viene calcolata la risposta del modello. A causa della formulazione esplicita propria del *FLAC*, la

soluzione viene raggiunta attraverso l'esecuzione di un certo numero di cicli di calcolo che può essere imposto dal codice (*solve*) sulla base del valore assunto da un parametro di controllo, o modificato manualmente dall'utente (*step n*), il quale, tuttavia, deve calcolare un numero di passi sufficiente al raggiungimento della soluzione.

La procedura logica complessiva, così sommariamente delineata, può efficacemente essere rappresentata in un organigramma, quale qui riportato (vd. fig.7.8):

Sotto il profilo concettuale, il processo di simulazione può ricondursi ai seguenti momenti:

~ **Definizione preliminare degli obiettivi della simulazione.** E' molto importante determinare a priori il livello di dettaglio da conseguire al fine di definire un modello semplice e al tempo stesso accurato. Spesso si può essere tentati di includere degli elementi di complessità perché presenti nella realtà fisica, mentre, spesso, è conveniente eliminare tutto ciò che non è rilevante ai fini del risultato della simulazione.

~ **Costruzione di una visione d'insieme del problema.** E' importante saper valutare il comportamento del modello sotto le condizioni imposte.

~ **Definizione di modelli semplici di prova.** E' spesso utile la realizzazione preliminare di modelli "grossolani" da utilizzare come test al fine di identificare le modalità di risposta del sistema al variare delle condizioni al contorno e di correggere eventuali imprecisioni prima di creare un modello dettagliato.

~ **Determinazione a priori i dati necessari alla simulazione.** Spesso c'è grande incertezza sul valore da assegnare ai parametri principali quali i dettagli della geometria del problema, la posizione di discontinuità naturali, il comportamento dei materiali, le condizioni iniziali e i carichi esterni etc. Si deve perciò determinare un intervallo entro cui far variare il valore di tali parametri.

~ **Frammentazione del modello.** E' utile far girare vari sottomodelli separatamente prima di lanciarli in cascata. E' inoltre buona norma eseguire salvataggi per valutare l'andamento della simulazione.

~ **Individuazione di punti di osservazione.** E spesso di aiuto la localizzazione di alcuni punti in cui registrare i cambiamenti delle variabili di interesse al procedere dei passi di calcolo (cioè la storia delle variabili⁵).

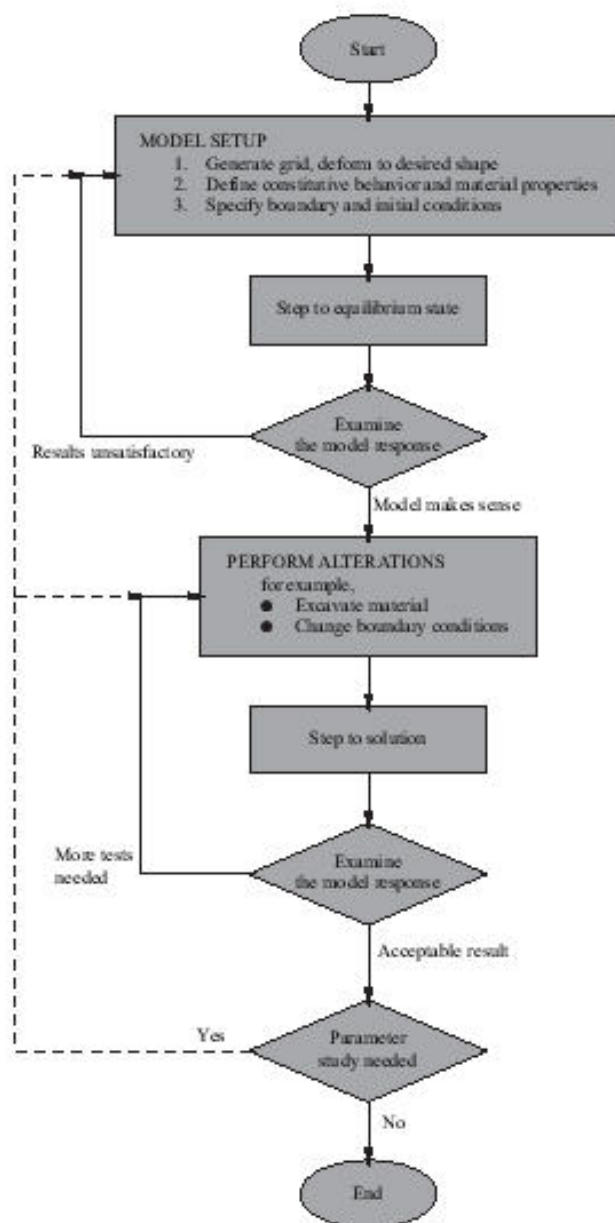


Figura 4.8 Procedura generale di soluzione [43]

⁵ Prima di invocare il calcolo dell'equilibrio statico, si definiscono le "storie" da memorizzare e che potranno, pertanto, essere successivamente visualizzate. Il comando *hist* è seguito da un indice numerico di riconoscimento e dal nome della variabile da registrare:

hist n var

Tutti i comandi *FLAC* di seguito richiamati possono essere impartite per via simbolica attraverso l'interfaccia grafica. Tuttavia, la compilazione diretta del codice di generazione del modello, non solo è più istruttiva sul funzionamento del programma, ma consente una maggiore versatilità e un più agevole trasferimento del modello.

4.7.1 Generazione della griglia

Contrariamente ai programmi agli elementi finiti, il *FLAC* organizza le proprie zone in righe e colonne, designando ciascuna mediante una coppia di numeri: i , specifica la posizione in ascissa, quindi individua la colonna; j , corrispondendo ad un'ordinata, rappresenta la riga. Si noti che, mentre ascisse ed ordinata del riferimento cartesiano bidimensionale visualizzabile hanno origine nel punto $(x=0, y=0)$, gli indici di righe e colonne vengono contati da 1: pertanto un stesso punto è individuato dalla coppia cartesiana (x, y) , oppure dalla coppia di indici $(i=x+1, j=y+1)$.

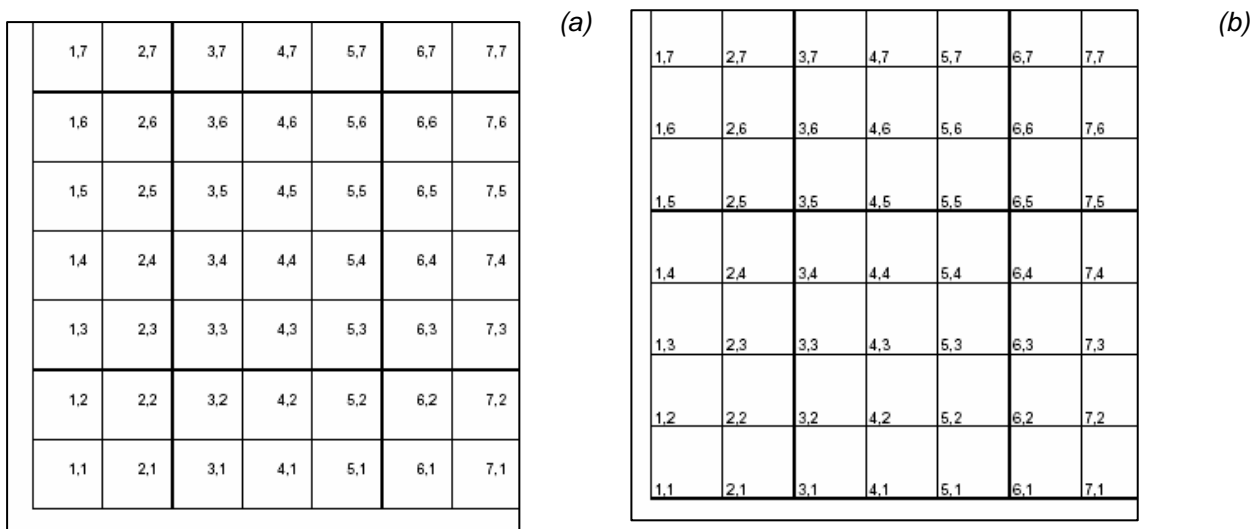


Figura 4.9 Identificazione delle zone (a) e dei nodi (b) della griglia

Si noti che tutte le grandezze vettoriali (e.g., forze, velocità, spostamenti, velocità di scorrimento, etc.) vengono immagazzinate nelle posizioni dei nodi, mentre le quantità scalari ed i tensori (e.g., tensioni, pressioni, proprietà dei materiali, etc.) lo sono nella posizione corrispondente al centro della zona, con le eccezioni di temperatura e grado di

saturatione che sono considerate variabili di nodo. La pressione interstiziale è immagazzinata sia nel punto della griglia che al centro della zona.

Il comando essenziale di costruzione della griglia è:

grid icol jrow

I parametri associati al comando *grid* rappresentano il numero di colonne e righe di cui dovrà comporsi la maglia che, in ogni caso, sarà rettangolare. Nondimeno, si possono costruire geometrie complesse attraverso i successivi comandi che consentono di distorcere righe e colonne e sagomare i contorni secondo la forma cercata. Inoltre, si possono praticare buchi nella griglia, oppure, sebbene intervenendo su di un'unica maglia fondamentale, costruire diverse griglie da unire per realizzare corpi complessi. Concettualmente, la definizione geometrica della griglia, potrebbe pensarsi come l'insieme di operazioni di taglio e piegatura con cui ottenere svariate forme da un semplice foglio di carta rettangolare.

I principali comandi con cui si interviene per conformare la griglia sono:

generate

initial

Il primo (*generate*, abbreviabile in *gen*) consente di compiere due operazioni fondamentali:

- 1) ridefinire le coordinate di un punto o una regione;
- 2) inserire curve (archi, cerchi, linee, etc.).

Associando la parola chiave *ratio*, applicato ad una certa regione (eventualmente estesa all'intera maglia), si possono far variare le dimensioni di righe e/o colonne secondo il rapporto assegnato.

L'istruzione *initial* (anche *ini*), peraltro di multiforme impiego, consente di modificare i parametri posizionali dei nodi. Ad esempio, nella sequenza:

gen 0,0 0,10 10,10 10,0
ini x=12 i=6

il comando *gen* produce una griglia a zone quadrate di 10 righe e colonne il cui estremo in basso a sinistra è collocato all'origine del riferimento cartesiano, mentre il successivo comandi *initial* sposta la sesta colonna, di ascissa, quindi, $x=5$, all'ascissa $x=12$.

La dimensione massima attribuibile alla griglia dipende essenzialmente dalle risorse della macchina utilizzata, in rapporto, anche, al tipo di problema (meccanico, idromeccanico, termomeccanico, etc.) e ai modelli costitutivi scelti, che impegnano in misura diversa il calcolatore. Ad esempio, 64 Mb di RAM consentono griglie fino a 240.000 zone in precisione semplice (*single precision mode*) o 80.000 in precisione doppia (*double precision mode*).

Nei metodi numerici, di qualsiasi formulazione, l'accuratezza dei risultati dipende dalla densità della griglia con cui si rappresenta la realtà fisica (cioè dal numero di elementi discreti a cui si riconduce il mezzo reale continuo). In generale, una maggior densità (più zone per unità di lunghezza) consente una precisione migliore. Ma anche il rapporto dimensionale che caratterizza le singole zone esercita una non trascurabile influenza. Nel *FLAC*, i risultati migliori si ottengono con zone quadrate. Quando il modello dovesse contenere zone con dimensioni differenti, a vantaggio dell'esattezza dei risultati, sarebbe bene garantire una variazione dimensionale il più possibile graduale. Rapporti di dimensione più alti di 5:1 sono potenziali fonti di imprecisione.

4.7.2 I modelli costitutivi

Alla griglia generata dal *FLAC*, fino a diversa istruzione, viene automaticamente attribuito il modello reologico predefinito, indicato come *null*, in cui tutti i parametri meccanici hanno valore, appunto, nullo. Il modello *null* è impiegato anche per rappresentare il materiale rimosso dal modello (e.g., uno scavo). Fino a che non ne venga modificato il modello, la griglia non viene visualizzata dall'interfaccia grafica. Il comando che assegna all'intera griglia, o ad una sua regione (indicata attraverso la designazione *group*, o mediante le indicazioni di righe e colonne) un modello specifico è:

model <region i,j> <group name> <notnull> <i=i1,i2, j=j1,j2>

Nella seguente tabella 7.3 vengono riportati sinteticamente i modelli predefiniti nel *FLAC*. I modelli resi disponibili dal *FLAC* sono definiti essenzialmente per applicazioni geotecniche. La scelta richiede che si considerino:

- a) il grado di conoscenza delle caratteristiche del materiale che si vuole rappresentare;
- b) lo scopo dell'analisi.

Il programma consente anche, attraverso il modulo di programmazione *FISH* con cui costruire funzioni invocabili nel listato, la definizione di nuovi modelli reologici.

Le proprietà dei materiali richieste in ogni simulazione sono in generale divisibili in proprietà relative alla deformabilità elastica e proprietà di resistenza:

a) *Densità di massa*: è richiesta per ogni materiale non vuoto e l'unità di misura è quella di una massa diviso un volume, senza tener conto dell'accelerazione gravitazionale.

b) *Deformabilità intrinseca dei materiali*: tutti i modelli costitutivi nel *FLAC*, escluso il modello elastico trasversalmente isotropo, assumono un comportamento isotropo del materiale descritto in campo elastico da due costanti:

- il modulo di volume K ;

- il modulo di taglio G .

K e G vengono assegnati in alternativa al modulo di Young E ed al coefficiente di Poisson ν secondo le formule:

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)}$$

(34)

MODELLO	MATERIALE RAPPRESENTATIVO	ESEMPIO D'APPLICAZIONE
<i>null</i>	vuoto	fori, scavi
<i>elastic</i>	continuo, omogeneo, materiali isotropi; legge sforzi-deformazioni lineare	materiali artificiali (acciaio) caricati al di sotto del limite di snervamento; calcolo del fattore di sicurezza
<i>transversely isotropic elastic</i>	materiale laminato che mostra anisotropia elastica (legno)	materiali laminati caricati al di sotto del limite di resistenza
<i>Drucker-Prager plasticity</i>	applicazione limitata; argille deboli con basso angolo di attrito	modello per confronti con programmi impliciti agli elementi finiti
<i>Mohr-Coulomb plasticity</i>	materiali granulari sciolti e cementati: terreni, roccia, calcestruzzo	in generale meccanica delle terre e rocce (stabilità di pendii e scavi sotterranei)
<i>strain-hardening softening Mohr-Coulomb</i>	materiali granulari che mostrano incrudimento o rilassamento	studi post-collasso (collasso progressivo, cedimento di pilastri)
<i>ubiquitous-joint</i>	materiale finemente laminato che mostra anisotropia di resistenza	scavo in mezzi finemente stratificati
<i>bilinear strain-hardening/softening ubiquitous-joint</i>	materiali laminati che mostrano incrudimento o rilassamento non lineare	studio post-frattura di materiali laminati
<i>double-yield</i>	materiale granulare	riporti depositati

	leggermente cementato in cui la pressione causa una diminuzione permanente di volume	idraulicamente, studio del riempimento di una diga
modified Cam-clay	materiali per i quali deformabilità e resistenza a taglio sono funzione della variazione di volume	costruzioni geotecniche in argille

Tabella 4.3 Modelli costitutivi ne FLAC

$$G = \frac{E}{(1 + 2\nu)} \quad (35)$$

c) *Proprietà di resistenza intrinseca*: il criterio di rottura nel FLAC è la relazione di *Mohr-Coulomb* che è rappresentabile con una superficie di rottura lineare corrispondente alla rottura di taglio:

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot N_\phi + 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\phi} \quad (36)$$

con:

$$N_\phi = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi);$$

σ_1 = massima tensione principale (lo sforzo di compressione è, per convenzione, negativo);

σ_3 = minima tensione principale;

ϕ = angolo d'attrito interno;

c = coesione.

Si ha snervamento di taglio quando $f_s < 0$.

Il criterio di *Mohr-Coulomb* perde la sua validità fisica quando lo sforzo normale diventa di trazione, ma, per semplicità, la superficie si estende nella regione della trazione fino al punto in cui σ_3 eguaglia la resistenza a trazione del materiale σ_t . Lo sforzo principale minore non può mai eccedere la resistenza a trazione, cioè:

$$f_t = \sigma_3 - \sigma_t \quad (37)$$

Si ha così snervamento per trazione quando $f_t > 0$.

Il valore della resistenza a trazione si ricava dalla prova Brasiliana e non può eccedere il valore:

$$\sigma_t^{\max} = \frac{c}{\tan \phi} \quad (38)$$

La resistenza a compressione in assenza di sconfinamento (q_u), può essere espressa come:

$$q_u = 2 \cdot c \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (39)$$

4.7.3 Le condizioni al contorno

Una volta generata la griglia si possono prescrivere le condizioni iniziali e al contorno (i modelli di materiale possono essere assegnati indifferentemente prima o dopo). I comandi impiegati allo scopo sono *apply*, *initial* e *fix* o *free*. Si noti che mentre le condizioni al contorno rimangono immutate fino ad esplicita modifica da parte dell'utente, i valori iniziali attribuiti alle variabili (e.g., la tensione in una regione, la velocità di spostamento di alcuni punti, etc.) mediante il comando *initial*, possono variare durante il processo di calcolo.

Nelle seguenti tabelle (tab. 7.4 e 7.5) si riporta un sommario dei comandi che definiscono le condizioni iniziali e al contorno (*boundary and initial conditions*).

Comandi	Parole	
	chiave	Effetti
APPLY	sxx	componente xx del tensore degli sforzi
		totali applicato al contorno
	sxy	componente xy del tensore degli sforzi
		totali applicato al contorno
	syy	componente yy del tensore degli sforzi
		totali applicato contorno
	xforce	componente x della forza applicato in un
		nodo del contorno
yforce	componente y della forza applicata in un	
	nodo del contorno	
xvel	componente x della velocità di un nodo del	
	contorno	
yvel	componente y della velocità di un nodo del	
	contorno	
FIX	x	blocco della componente x di un nodo del
		contorno
	y	blocco dell componente y di un nodo del
		contorno

Tabella 7.4 Quadro sintetico dei comandi di assegnazione delle condizioni al contorno

Comandi	Parole	
	chiave	Effetti
INITIAL	sxx	componente xx iniziale del tensore degli
		sforzi totali in una zona
	sxy	componente xy iniziale del tensore degli
		sforzi totali in una zona
	syy	componente yy iniziale del tensore degli
sforzi totali in una zona		
szz	componente zz iniziale del tensore degli	

	sforzi totali in una zona
	componente x iniziale della velocità in un nodo
<i>xvel</i>	
	componente y iniziale della velocità in un nodo
<i>yvel</i>	
	componente x iniziale dello spostamento in un nodo
<i>xdis</i>	
	componente y iniziale dello spostamento in un nodo
<i>ydis</i>	

Tabella 7.5 Quadro sintetico dei comandi di assegnazione delle condizioni iniziali

4.7.4 Calcolo dell'equilibrio iniziale

Prima che si possa modificare il modello, è necessario se ne calcoli lo stato di equilibrio iniziale delle forze applicate in relazione alle condizioni al contorno e iniziale assegnate, in speciale modo nel caso di geometrie complesse. Si possono utilizzare i comandi equivalenti *step* o *solve*: a differenza del secondo, il primo consente di specificare il numero di passi da eseguire.

Il modello si definisce *in equilibrio* quando *il vettore delle forze nodali è, in ciascun punto della griglia, prossimo al vettore nullo*.

Durante l'esecuzione dei calcoli, lanciati da *step* o *solve*, accanto al numero di cicli eseguiti, vengono visualizzato il valore assunto dai due parametri con cui il programma controlla la prossimità allo stato di equilibrio:

1. la massima forza nodale o massima forza nodale non bilanciata;
2. il rapporto fra la massima forza non bilanciata ed il valore medio della forza agente su tutti i nodi (*equilibrium ratio*)⁶.

⁶ L'*equilibrium ratio* è meno efficiente nel controllo dell'equilibrio nel caso di modelli con brusche variazioni dimensionali fra le zone. In questi casi, la massima forza non bilanciata assicura una maggior precisione.

In generale, la massima forza non bilanciata non raggiunge mai esattamente lo zero, tuttavia basta che essa sia molto piccola rispetto alle forze applicate. Più precisamente: un valore di *equilibrium ratio* di 0,1% o anche 1%, è sufficiente affinché il modello possa dirsi in equilibrio.

L'evoluzione, al procedere dei cicli di calcolo, della massima forza non bilanciata, può essere registrata con il comando:

hist unbal

e visualizzata con.

plot hist

Se N è il numero di zone del modello, il tempo di calcolo è proporzionale a $N^{3/2}$. Tuttavia, il tempo effettivo di calcolo, ovviamente condizionato dalle risorse del sistema, può incrementarsi a causa di forti differenze nel valore di rigidità dei materiali assegnati a zone diverse, oppure per marcate differenze dimensionali fra le zone.

In ogni caso, è fondamentale che nessuna modifica sia apportata al modello prima del raggiungimento dell'equilibrio statico.

4.8 Analisi dinamica nel FLAC 3D

Il *FLAC* consente di effettuare un'analisi dinamica bidimensionale, anche asimmetrica, dei modelli, in cui le equazioni del moto vengono risolte col metodo delle differenze finite. Rispetto alla soluzione di tipo statico si rileva una significativa differenza: anziché masse fittizie, ai punti della griglia vengono associate masse dedotte dalla reale densità delle zone circostanti. Questa formulazione può essere accoppiata a modelli che includano elementi strutturali per studiare, ad esempio, interazioni fra suolo e strutture; analogamente può essere applicata a modelli che comprendono terreni immersi o carichi termici consentendo di affrontare un ampio spettro di problematiche come eventi sismici o esplosioni sotterranee.

In ingegneria sismica, per simulare la trasmissione di onde in terreni stratificati e l'interazione dinamica all'interno della struttura del suolo, è largamente utilizzato il metodo della "equivalenza lineare", nel quale, partendo da valori iniziali assegnati allo smorzamento e al modulo di taglio nelle diverse regioni del modello, ad ogni ciclo di calcolo e per ogni elemento, viene registrata la massima deformazione da taglio. Avvalendosi di curve sperimentali che correlano smorzamento e modulo secante allo scorrimento dovuto al taglio, applicando un fattore correttivo empirico, si individuano i valori di calcolo dei suddetti parametri. Il processo è iterativo e protratto sino ad una ragionevole stabilizzazione dei valori delle proprietà. A questo punto, si può ritenere di aver individuato dei valori di smorzamento e modulo di taglio compatibili con le deformazioni e che la simulazione che li impieghi sia rappresentativa della risposta reale del terreno. In alternativa, esiste il metodo "non lineare", cosiddetto perchè applica una legame tensione-deformazione non lineare.

Ciascun metodo presenta vantaggi e svantaggi. Il metodo "non lineare" è più aderente alla realtà fisica, ma è più complesso nella formulazione analitica e richiede un maggior coinvolgimento dell'analista. Al contrario, il metodo della "equivalenza lineare", a prezzo di talvolta drastiche approssimazioni nella rappresentazione della realtà fisica, offre maggiore semplicità di impiego.

Il metodo (*pienamente*) "non lineare", rispetto alla sua alternativa lineare riassumibili come dal seguente elenco.

1- se nel modello è utilizzato uno smorzamento isteretico e non è specificato alcuna ulteriore forma di smorzamento, lo smorzamento stesso e il modulo tangenziale sono appropriati al livello di eccitazione in ogni punto nello spazio e nel tempo, perchè tali parametri sono inclusi nel modello costitutivo; se viene specificato uno smorzamento di Rayleigh o di tipo *local*, il coefficiente di smorzamento associato rimane costante; nell'ambito del metodo della "equivalenza lineare" viene assunta la linearità delle caratteristiche per ciascun elemento che rimane costante durante la storia del moto: perciò l'elemento verrà sovrasmorzato nei periodi di quiete e sottosmorzato negli intervalli di forte eccitazione;

- 2- impiegando un modello non lineare per un materiale possono manifestarsi naturalmente interferenze fra differenti frequenze, il che non avviene nel metodo della “*equivalenza lineare*”;
- 3- spostamenti irreversibili ed altre modificazioni di parametri vengono modellate automaticamente; nel caso della “*equivalenza lineare*”, poiché vengono modellate esclusivamente moti oscillatori, le deformazioni permanenti non vengono restituite;
- 4- la formulazione plastica è adottata in tutti i modelli predefiniti di materiale, perciò alle tensioni vengono correlate deformazioni plastiche, contrariamente a quanto avviene nel modello della “*equivalenza lineare*”, ove il legame fra il tensore degli incrementi di deformazione e il tensore degli sforzi è espresso da una qualche funzione che, in ogni caso, lo definisce in modo inappropriato;
- 5- gli effetti dell’utilizzo di differenti modelli costitutivi possono essere facilmente studiati; con il metodo della “*equivalenza lineare*” il modello costitutivo del materiale è preconfezionato e consiste in una curva tensione-deformazione ellittica, sollevando l’utilizzatore dall’onere di compiere delle scelte, ma diminuendo parimenti la flessibilità d’impiego.

4.8.1 La formulazione dinamica

L’analisi dinamica può essere invocata nel *FLAC* solo a seguito della dichiarazione iniziale della natura dinamica del modello. Ovvero, alla stesura del listato deve essere premessa la disposizione:

config dynamic

Il comando *config* consente di specificare strumenti di calcolo avanzati opzionali che richiedono l’assegnazione di memoria aggiuntiva per ciascuna zona o punto della griglia. Per questo motivo deve essere impartito prima della definizione della griglia stessa.

Lo schema di calcolo, alle differenze finite, non differisce da quello impiegato in ambito statico. Unica rilevante differenza, cui già si è accennato più sopra, riguarda la sostituzione alle masse fittizie, idonee a garantire un convergenza ottimale nel caso statico, di masse dedotte dalle reali densità ed ampiezza delle zone: ciascuna sub-zona triangolare

contribuisce per un terzo della propria massa all'assegnazione a ciascuno dei propri tre punti di definizione. La massa finale di ogni punto della griglia è quindi divisa in due nel caso di due zone quadrilatere che contengano due ricoperture. Si ottiene, così, una matrice di massa diagonale.

Il valore critico del tempo di calcolo elementare si esprime come:

$$\Delta t_{crit} = \min \left\{ \frac{A}{C_p \Delta x_{max}} \right\} \quad (40)$$

ove:

C_p = velocità delle onde p

A = ampiezza della sub zona triangolare

Δx_{max} = massima dimensione di zona (generalmente una diagonale)

La funzione di minimo è individuata tra tutte le zone. Ad essa si applica, nella deduzione del valore dinamico del tempo elementare di calcolo (Δt_d), un fattore di sicurezza pari a 0,5 perchè la formula riportata rappresenta solamente una stima approssimata. Pertanto:

$$\Delta t_d = \frac{\Delta t_{crit}}{2} \quad (41)$$

Tuttavia, nel caso si applichi uno smorzamento proporzionale alla rigidezza, a beneficio della stabilità della soluzione, si rende necessaria una riduzione da cui, secondo lo studio di Belytschko (1993), determina un tempo elementare di calcolo (Δt_β):

$$\Delta t_\beta = \left\{ \frac{2}{\omega_{max}} \right\} \cdot \left(\sqrt{1 + \lambda^2} - \lambda \right) \quad (42)$$

con:

ω_{\max} = la più alta frequenza angolare del sistema;

λ = la frazione dello smorzamento critico alla frequenza angolare ω_{\max}

Entrambi i suddetti parametri nel *FLAC* non vengono calcolati, bensì stimati, come:

$$\omega_{\max} = \frac{2}{\Delta t_d}; \quad \lambda = \frac{0,4 \cdot \beta}{\Delta t_d}; \quad \beta = \frac{\xi_{\min}}{\omega_{\min}} \quad (43)$$

ove ξ_{\min} e ω_{\min} sono rispettivamente la frazione di smorzamento e la frequenza angolare specificate per il modello di smorzamento di Rayleigh.

Infine, si può affermare (vd. eq. ...) che il massimo tempo elementare di calcolo nell'analisi dinamica che garantisce la stabilità dipenda dalla maggior rigidità e dalla minor ampiezza riscontrate nel modello. Tali parametri, rigidità e dimensione di zona, spesso, variano entro un ampio intervallo in uno stesso modello così che può darsi il caso che poche zone della griglia possano determinare lunghi tempi di calcolo laddove la maggior parte del sistema consentirebbe un tempo complessivo di calcolo molto minore (tempo elementare di calcolo più grande). Al fine di ridurre il carico computazionale richiesto per la soluzione dinamica, il *FLAC* fornisce una specifica funzione detta *dynamic multi-stepping*, invocata tramite il comando:

SET multi on

Questa istruzione attiva un algoritmo [1-Dynamic Analysis] che genera un moltiplicatore M_{gp} pari ad una potenza di 2^7 , ottenuto come minimo valore dello stesso parametro preventivamente calcolato e immagazzinato dal programma per ciascun punto della griglia (Δt_{gp}) dipendente da dimensione, rigidità e massa del sub-zona vicine e da elementi strutturali e interfacce connessi al nodo. Viene generato quindi un moltiplicatore per ciascuna zona M_z , valore minimo tra quelli calcolati per ciascuno nodo circostante. I

⁷ Nella versione utilizzata del programma (*FLAC 4.00*) il moltiplicatore è impostato al valore unitario per i nodi inclusi in zone caratterizzate da un modello di materiale tipo null, per i nodi connessi ad elementi strutturali o inclusi in una *quiet boundary*.

calcoli per ogni zona (dei nuovi sforzi derivati dalle velocità dei nodi di contorno; somma delle forze sui nodi dalle componenti di sforzo) vengono eseguiti ogni M_z volte il valore del tempo elementare di calcolo. Quindi, in ogni operazione che coinvolga il tempo elementare di calcolo, il valore globale è sostituito da $M_z \cdot \Delta t_G$.

Lo stesso dicasi per le operazioni svolte sui nodi, in cui ogni calcolo è svolto ad intervalli di tempo pari a $M_{gp} \cdot \Delta t_G$: l'effetto complessivo è la riduzione dei tempi di calcolo, tanto maggiore quanto più numerose sono le zone con un alto moltiplicatore.

Lo schema è accurato per simulazioni dinamiche in cui vengano rappresentate onde con frequenze ben al di sotto delle frequenze naturali dei singoli elementi, condizione di affidabilità garantita dal criterio rappresentato dalla seguente relazione:

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (44)$$

con:

λ = lunghezza d'onda associata alla frequenza più alta che abbia un apprezzabile contenuto energetico;

Δl = dimensione dell'elemento

A frequenze maggiori può darsi una perdita di accuratezza perchè le velocità impiegate nel calcolo degli incrementi di deformazione non si riferiscono al punto centrale dell'intervallo di tempo per le zone con moltiplicatore diverso da quello dei nodi.

La funzione di *multi-stepping* non è stata implementata per gli elementi strutturali, tuttavia può essere impiegata nella maggior parte di modelli in cui essi compaiano perchè solo una piccola parte del tempo è speso nel calcolo degli elementi strutturali, causando, perciò, solo una penalizzazione marginale.

La predisposizione di un modello dinamico impone la definizione di quattro fondamentali aspetti:

- (a) il caricamento dinamico
- (b) le condizioni di confine
- (c) lo smorzamento meccanico
- (d) la modalità di trasmissione delle onde nel mezzo

4.8.2 Il caricamento dinamico

Il carico dinamico può essere applicato in diversa forma, attraverso una funzione che definisca l'evoluzione nel tempo di:

- 1) un'accelerazione
- 2) una velocità
- 3) una tensione
- 4) una forza concentrata

Un'onda di velocità può essere convertita in un'onda di tensione attraverso le formule:

$$\sigma_n = 2 \cdot (\rho C_p) \cdot v_n; \quad \sigma_s = 2 \cdot (\rho C_s) \cdot v_s \quad (45)$$

con:

$\sigma_{n,s}$ = componenti normali e di taglio di tensione; ρ = densità;

$C_{p,s}$ = velocità delle onde p ed s ⁸;

$v_{n,s}$ = componenti normali e tangenziali di velocità della particella

Il fattore duplicativo dipende dall'assorbimento di energia dovuto alla viscosità del contorno.

⁸ $C_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}}$; $C_s = \sqrt{G/\rho}$

La sollecitazione dinamica può essere applicata sia sul confine che all'interno del modello, nel primo caso attraverso il comando:

apply hist

Nel secondo caso:

interior hist

La parola chiave *hist* introduce la “storia”, ovvero l'evoluzione nel tempo, della grandezza, che può venire fornita come:

- a) *table*
- b) *history*
- c) funzione *FISH*

La prima opzione è da ritenersi meno efficiente delle altre. La definizione del carico dinamico mediante una specifica funzione *FISH* comporta la correlazione della grandezza con la variabile scalare *dytime*, che introduce il tempo dinamico espresso nell'unità di misura selezionata dall'utente (la selezione avviene alla costituzione un nuovo file; le preferenze dell'utente vengono memorizzate e assegnate come di *default* dal programma sino a nuova istruzione dell'utente).

L'input dinamico può essere applicato in ciascuna delle direzioni x, y o in entrambe, oppure in direzione normale o tangenziale al confine del modello, pur con la limitazione, in quest'ultimo caso, dell'incompatibilità fra il caricamento dinamico ed alcune tipologie di definizione del contorno: in particolare, un'accelerazione o una velocità variabile applicata al confine annulla l'effetto dei *quiet boundary*.

4.8.3 Le condizioni di confine

I modelli geomeccanici spesso usati rappresentano mezzi che, alla scala di analisi, vengono ragionevolmente considerati illimitati. I metodi numerici basati sulla

discretizzazione di una regione finita richiedono, però, che vengano imposte condizioni appropriate ai confini artificiali posti ad una distanza dal campo di studio tale da non recare disturbo né distorsione dei risultati. In un'analisi statica i nodi di confine vengono, mediante appositi strumenti, resi fissi in una o entrambe le direzioni. In un'analisi di tipo dinamico, vincoli di frontiera di questo tipo non consentono la necessaria dispersione dell'energia, riflettendola all'interno del modello. Naturalmente, si potrebbe ottenere una maggior diffusione energetica ingrandendo il modello a prezzo, però, di aggravamento degli oneri computazionali. Il *FLAC* rimedia, in larga parte, al problema fornendo degli specifici strumenti di ridefinizione dei confini come *quiet boundary* o *free-field*, costruiti sulla base del *viscous boundary* di Lysmer e Kuhlemeyer (1969), la cui bontà è stata dimostrata nell'ambito dei modelli sia agli elementi finiti che alle differenze finite.. In questo schema, alle frontiere del modello, in direzione normale e tangenziale, vengono collegati degli elementi indipendenti, detti *dashpot*. La massima efficienza nell'assorbimento di energia si ha per angoli d'incidenza delle onde maggiori di 30°; al di sotto, o per onde piane, l'effetto di disperdimento energetico è solo parziale. Si conserva, tuttavia, il vantaggio di operare nel dominio del tempo.

Lo schema di Quiet-Boundary

Le *quiet-boundary* sono condizioni di confine di natura viscosa.

Secondo lo schema originario di Lysmer e Kuhlemeyer, ogni elemento dashpot connesso alle frontiere in direzione normale e tangenziale, fornisce trazioni in entrambe le direzioni, inserite nelle equazioni del moto e calcolate come:

$$t_n = -\rho C_n v_n; \quad t_s = -\rho C_p v_n \quad (46)$$

con:

$t_{n,s}$ = componenti normali e di taglio della trazione;

ρ = densità;

$C_{p,s}$ = velocità delle onde p ed s⁹;

$v_{n,s}$ = componenti normali e tangenziali di velocità della particella alla frontiera

Si noti la dipendenza dei fattori di tensione applicati al quadrato di una velocità, che ne esprime dimensionalmente la natura viscosa.

In realtà il *FLAC* opera in modo leggermente diverso, ma di provata efficienza: anzichè introdurre i termini di trazione nelle equazioni del moto, le tensioni vengono ricalcolate ed applicate ad ogni intervallo elementare di calcolo (*timestep*). Si noti che i vincoli imposti alle frontiere non devono essere soppressi prima dell'applicazione della condizione di *quiet-boundary*, pena la perdita delle forze di reazione. Inoltre sono da evitarsi modifiche del carico statico durante la fase dinamica, in modo che non si producano perdite di equilibrio globale. Ad esempio, se si scava un tunnel in un campo di terreno dopo che sia stata specificata la condizione di *quiet-boundary* per il confine inferiore, il modello comincia a spostarsi verso l'alto perchè la forza di gravità totale, venendo meno parte della massa in conseguenza dello scavo, non è più in grado di bilanciare la reazione totale alla base che era stata calcolata ad assegnazione di *quiet-boundary* avvenuta.

Le *quiet-boundary* garantiscono il miglior comportamento quando la sorgente dinamica è interna alla griglia; meno appropriate sono da considerarsi quando il carico dinamico sia applicato alla base o alla sommità del modello perchè consentono la dispersione dell'onda di energia ai lati. In questo caso sono preferibili le *free-field boundary*.

Le *quiet-boundary* possono essere applicate nelle direzioni x e y oppure in direzione normale e tangenziale ad una frontiera inclinata. I comandi di assegnazione sono:

apply (x, y, n o s)quiet vi (o vj)

Le free-field boundary

$${}^9 C_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}}; \quad C_s = \sqrt{G/\rho}$$

Quando il carico dinamico è applicato alla base del modello, come nell'ampia casistica di analisi sismiche, è preferibile riprodurre le condizioni di "campo libero" (*free-field*) sussistenti ai lati dell'area analizzata mediante le *free-field boundary*. Se il modello è sufficientemente ampio e il terreno, o il materiale attraversato dalle onde, fortemente smorzante, il "campo libero" può essere ottenuto distanziando le frontiere laterali dalla fonte del carico dinamico così da minimizzare gli effetti di riflessione. Ma se il mezzo di propagazione ha uno smorzamento basso, questo criterio, puramente dimensionale, può condurre alla necessità di predisporre un modello molto grande, perciò pesante da gestire in sede di calcolo. Risulta quindi conveniente riprodurre le proprietà di assorbimento (o, più propriamente, ridurre l'effetto di riflessione) dei confini laterali con uno specifico strumento quale il di *free-field boundary*. Lo schema di *free-field* consiste in una colonna di larghezza unitaria che simula il comportamento di un mezzo esteso, la cui altezza è pari alla lunghezza della frontiera laterale. La colonna è suddivisa in tanti elementi (n) quante sono le righe lungo il confine. Le masse sono applicate ai nodi ($n+1$). All'interno di ogni elemento si assume una variazione lineare del campo di spostamenti. L'accoppiamento fra la colonna rappresentativa del "campo libero" e la griglia principale è garantito da elementi (*dashpot*) viscosi i quali applicano alla griglia le forze non bilanciate provenienti dal "campo libero". Le espressioni analitiche corrispondenti a queste assegnazioni, per la frontiera di sinistra, sono:

$$F_x = -[\rho C_p \cdot (v_x^m - v_x^{ff}) - \sigma_{xx}^{ff}] \cdot \Delta S_y \quad ; \quad F_y = -[\rho C_s \cdot (v_y^m - v_y^{ff}) - \sigma_{xy}^{ff}] \cdot \Delta S_y$$

(47)

con:

ρ = densità del materiale lungo il confine verticale del modello;

$C_{p,s}$ = velocità delle onde p ed s al confine;

ΔS_y = principale dimensione verticale delle zone al confine;

$v_{x,y}^m$ = velocità del nodo della griglia principale al confine in direzione x,y ;

$v_{x,y}^{ff}$ = velocità del nodo del *free-field* in direzione x,y;

σ_{xx}^{ff} = principale sforzo orizzontale sul nodo del *free-field*;

σ_{xy}^{ff} = principale sforzo di taglio sul nodo del *free-field*

L'applicazione della condizione di frontiera di *free-field boundary* richiede la sintassi:

apply ff

Questo comando comporta l'immediato trasferimento dell'equilibrio statico raggiunto dalla griglia principale alla griglia di "campo libero". Le informazioni relative alle colonne di *free-field* possono, d'altronde, essere visualizzate attraverso l'istruzione *print*.

Il ricorso al *free-field boundary* richiede il rispetto di una serie di condizioni che vengono qui riportate.

1. I confini verticali della griglia devono essere verticali e rettilinei.
2. Il *free-field boundary* deve essere applicato all'intera griglia o ad una griglia parziale, ma che parta dal nodo (1,1). Ogni altra griglia parziale che ne sia disconnessa è esclusa.
3. La prima riga, o fascia di base (j=1, i=1,ma), non deve avere un modello nullo.
4. Il modello deve essere in equilibrio statico prima dell'applicazione del *free-field boundary*
5. Il *free-field boundary* deve essere applicato prima dell'eventuale modifica di altre condizioni di confine necessarie all'analisi dinamica
6. Il *free-field boundary* non è applicabile per geometrie asimmetriche
7. Il *free-field boundary* è automaticamente applicato ad entrambi i confini laterali, pertanto entrambi devono essere inclusi nel "campo libero"
8. Interfacce e *attach-line* non vengono trasferite (riprodotte) nella griglia di *free-field*, pertanto è consigliabile sostituirle con uno strato avente le stesse caratteristiche e proprietà delle interfacce
9. Lo smorzamento tridimensionale (*3D-damping*) funziona correttamente, e perciò può essere impiegato, solo se il *free-field* è applicato all'intero modello;

10. Il *free-field boundary* può essere utilizzato anche nell'analisi di un terreno immerso.

4.8.4 Lo smorzamento meccanico

Generalmente i sistemi vibranti includono forze smorzanti che producono dissipazione di energia che ha l'effetto di ridurre progressivamente l'ampiezza delle vibrazioni libere. Il sistema si arresta quando l'energia inizialmente immagazzinata dal sistema stesso è stata interamente dissipata. In un sistema conservativo la somma dell'energia cinetica $\xi_c = T$ e dell'energia potenziale $\xi_p = \Phi$ è costante. Al contrario, in un sistema dissipativo, non conservativo, appunto, per mantenere costante l'energia totale ($T + \Phi$), occorre somministrare dall'esterno l'energia che viene istante per istante dissipata. Se l'energia fornita al sistema esorbita quella dissipata, l'ampiezza dell'oscillazione tende ad aumentare progressivamente.

Ad ogni ciclo, l'energia dissipata può rappresentarsi nella forma generale:

$$\xi_D = \Delta D_s = \oint F_s \cdot du \quad (48)$$

ove la forza smorzante F_s può dipendere da molti fattori: temperatura, frequenza, ampiezza di vibrazione, etc.

La dipendenza funzionale della forza dissipante ai fattori che descrivono il fenomeno è ciò che distingue le tipologie di smorzamento, riconducibili a quattro:

- 1) smorzamento *viscoso* (o *lineare*): le forze smorzanti dipendono linearmente dalla velocità;
- 2) smorzamento *isteretico* (o *strutturale*): di tipo non lineare, con forza smorzante proporzionale alla forza elastica;
- 3) smorzamento *di Coulomb* (o *d'attrito*): di tipo non lineare, con forza smorzante costante;
- 4) smorzamento *negativo*; tale da aggiungere energia al sistema, anziché dissiparla.

I sistemi dinamici, dunque, manifestano sempre una qualche capacità smorzante, in assenza della quale, se soggetti ad una forza variabile, oscillerebbero indefinitamente nel

tempo. All'interno dei terreni lo smorzamento meccanico può ricondursi, essenzialmente, a due cause: alla perdita di energia per attrito interno nel materiale intatto, e allo scorrimento lungo le interfacce, se presenti.

In una simulazione dinamica di tipo numerico è necessario riprodurre sia in entità che modalità, la natura dissipativa dei materiali.

La teoria dei sistemi vibranti ha definito diversi modelli di smorzamento, tuttavia, in ambito geomeccanico, il comportamento attribuibile ai terreni è di tipo isteretico, ove lo smorzamento è indipendente dalla frequenza. Questa forma di dissipazione è, tuttavia, di difficile riproduzione per via numerica. Innanzitutto, funzioni isteretiche semplici non sono in grado di smorzare uniformemente tutte le componenti di un segnale complesso, costituito dalla sovrapposizione di diverse forme d'onda. In secondo luogo, le funzioni isteretiche introducono una dipendenza degli effetti dal "cammino", rendendo i risultati di non semplice interpretazione.

Malgrado le difficoltà accennate, il *FLAC* è in grado di offrire modelli fondamentali di smorzamento che riproducono abbastanza da vicino gli effetti di uno smorzamento di tipo isteretico.

Il *Rayleigh damping* è comunemente impiegato per fornire uno smorzamento approssimativamente indipendente dalla frequenza su un ristretto intervallo di frequenze. Sebbene, infatti, venga calcolato inglobando due componenti di smorzamento viscoso, quindi dipendenti dalla frequenza, alle frequenze di interesse tale dipendenza viene cancellata.

In alternativa, si può utilizzare il modello di *local damping* che, quantunque progettato, in origine, per soluzioni statiche, mediante la scelta di un appropriato coefficiente di smorzamento, può essere impiegato in analisi dinamiche, garantendo effetti dissipativi isteretici. Tuttavia, si ritiene fornisca risultati tanto più irrealistici, quando di maggior complessità sia la forma d'onda.

Per analisi che coinvolgano forti sollecitazioni dinamiche, viene fornito un modello di smorzamento di tipo viscoso, denominato *artificial viscosity*.

Di seguito vengono analizzati in maggior dettaglio i citati modelli di smorzamento.

4.8.5 Cenni teorici sullo smorzamento isteretico e coulombiano

Lo smorzamento *isteretico* è anche detto *materiale*, o *solido*, perchè associato alle deformazioni dei corpi solidi e deformabili. E' originato dall'attrito interno durante il processo di deformazione del materiale, da cui la denominazione alternativa di smorzamento *interno*.

Considerato, per semplicità, un elemento strutturale sollecitato in regime monoassiale dallo spostamento impresso Δl variabile armonicamente secondo la legge elementare:

$$\Delta l = U \cos(\Omega t) \quad (49)$$

e si calcola la forza $p(t)$ necessaria ad imprimerlo.

L'area racchiusa tra le curva di carico e scarico del diagramma rappresenta l'energia dissipata durante un ciclo (qui indicata come ΔD_s). Il diagramma prende il nome di *ciclo d'isteresi* e si dice che l'elemento dissipa energia per isteresi.

Secondo la teoria, basata sulle risultanze sperimentali, lo smorzamento isteretico dovuto all'attrito interno è indipendente dalla velocità di deformazione e proporzionale al quadrato dell'ampiezza U dello spostamento impresso, perciò:

$$\Delta D_s = \alpha \cdot U^2 \quad (50)$$

ove α è una costante indipendente dalla frequenza dello spostamento imposto.

La forza smorzante è proporzionale alla forza elastica (F_E) del sistema attraverso una costante (β) indipendente dalla frequenza. La relazione può esprimersi come:

$$F_D = i\beta F_E \quad (51)$$

ove i è l'unità immaginaria.

Nel terreno, accanto al fenomeno dell'attrito interno, si produce, spesso, un'altra causa di dissipazione dell'energia applicata al sistema, legata all'attrito fra superfici (non sufficientemente lubrificate da ridurre o rendere ininfluente l'attrito) che scorrono fra di loro. La condizione fisica che consente di attivare questa modalità dissipativa sarà,

evidentemente, la presenza di discontinuità nel mezzo. La forza d'attrito che si produce è esprimibile nella forma:

$$F_a = \mu_s N \quad (52)$$

con μ_s coefficiente d'attrito statico ed N forza normale che si esercita fra le due superfici a contatto. Questo tipo di smorzamento, in cui la forza è costante in intensità, si dice, come già accennato, *coulombiano*. Durante il moto, la forza d'attrito coulombiano è assunta indipendente dalla velocità, quindi dalla frequenza (natura isteretica dello smorzamento di Coulomb), e può scriversi come:

$$F_D = F_a = \mu_c N \quad (53)$$

Si noti la sostituzione a μ_s del coefficiente d'attrito dinamico μ_c , con $\mu_c < \mu_s$. L'ampiezza di vibrazione libera dell'oscillatore con smorzamento coulombiano decresce linearmente nel tempo, e non con legge esponenziale, come avviene con lo smorzamento viscoso.

Il diagramma $p(t)-u(t)$, ove $u(t)$ sia lo spostamento, in un ciclo completo e in assenza di richiamo elastico, e $p(t)$ la forza esterna applicata, cioè F_a .

L'energia dissipata per ciclo, e corrispondente all'area racchiusa dalle curve di carico e scarico, vale:

$$\Delta\xi_D = 4F_a U = 4\mu mgU \quad (54)$$

Le modalità smorzanti che intervengono in un terreno possono ricondursi ai due modelli, entrambi indipendenti dalla frequenza, ora descritti che risultano, pertanto, i più interessanti ai fini del presente studio.

Tuttavia, un edificio, specie se in struttura a telaio, che venga messo in vibrazione, dissipa energia in dipendenza della frequenza, secondo, in linea teorica, la nota formula che definisce lo smorzamento viscoso:

$$F_D = -c\dot{u}(t) \quad (\text{in forma scalare}) \quad (55)$$

Il ciclo di carico e scarico, correlando lo spostamento subito dal sistema $u(t)$ alla forza dissipativa F_D , ha la forma di un'ellisse, la cui area rappresenta l'energia dissipata, ossia il lavoro compiuto dalla forza viscosa in un ciclo, denominato *ciclo viscoso*. Questa osservazione consente di definire analiticamente l'energia dissipata come:

$$\Delta\xi_D = A_{\text{ellisse}} = \pi \cdot (U) \cdot (c\Omega U) = \pi c U^2 \quad (56)$$

ove Ω rappresenta la frequenza angolare che caratterizza la supposta eccitazione armonica.

4.8.6 Il Rayleigh damping

Il *FLAC* rende disponibile una modalità di smorzamento, il *Rayleigh damping*, in origine utilizzato per riprodurre lo smorzamento dei modi propri di oscillazione nell'ambito dell'analisi delle strutture e dei continui elastici.

Lo smorzamento reale è dovuto, parte all'energia persa nella frizione interna fra le particelle del materiale, parte allo slittamento lungo le superfici di discontinuità. Come visto nel paragrafo precedente, smorzamenti indipendenti dalla frequenza sono detti *isteretici*, e tali sono nel terreno e nella roccia. In apparenza elementare, questa forma di dissipazione non è facilmente riproducibile a causa, principalmente, di due problemi. Innanzitutto, molte funzioni isteretiche non smorzano in egual misura tutte le componenti di un segnale complesso, cioè generato dalla sovrapposizione di molte onde. In secondo luogo, le funzioni isteretiche portano ad una dipendenza degli effetti dal percorso che rende i risultati di complessa interpretazione.

Il *Rayleigh damping* fornisce uno smorzamento che può ritenersi con buona approssimazione isteretico, quindi indipendente dalla frequenza, sebbene coinvolga due elementi a comportamento viscoso, il cui assorbimento energetico è correlato alla frequenza: tuttavia la loro combinazione è calibrata in modo da annullare la dipendenza dalla frequenza. Anche il *local damping* comporta uno smorzamento isteretico. Essendo,

però, stato concepito per le soluzioni statiche, nelle applicazioni dinamiche può divenire tanto meno realistico quanto più complesse sono le forme d'onda.

I contributi allo smorzamento nel *Rayleigh damping* sono dati dalla massa e dalla rigidità. Introdotti due costanti, α e β , di proporzionalità fra tali elementi e lo smorzamento, si può esprimere il risultato dissipativo globale in forma matriciale, come:

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad (57)$$

Si definisce *rapporto di smorzamento critico* ξ_i la frazione dello smorzamento critico nel modo di vibrare generico i caratterizzato dalla frequenza angolare ω_i . Pertanto:

$$\xi_i = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (58)$$

Si può verificare come il rapporto di smorzamento critico ξ_i , al variare della frequenza (o velocità angolare), sia dapprima, alle basse frequenze, decrescente, prevalendo il contributo della componente proporzionale alla massa; successivamente, raggiunto un minimo (per una frequenza angolare ω_{\min}), l'imporsi del contributo proporzionale alla rigidità, porta ξ_i a crescere, seppur lentamente. I valori che caratterizzano il minimo della curva, pensabile come somma delle curve rappresentative dei contributi disaggregati di massa e rigidità, sono:

$$\xi_{\min} = (\alpha\beta)^{1/2} \quad \text{e} \quad \omega_{\min} = (\alpha/\beta)^{1/2} \quad (59)$$

da cui:

$$\alpha = \xi_{\min} \cdot \varpi_{\min} \quad \text{e} \quad \beta = \xi_{\min} / \varpi_{\min} \quad (60)$$

Alla frequenza di minimo ($f_{\min} = \varpi_{\min} / 2\pi$) ciascuno dei due contributi fornisce metà dello smorzamento totale.

Importante conseguenza computazionale dell'applicazione del *Rayleigh damping* è la diminuzione del *timestep* legato alla componente proporzionale alla rigidità.

Nell'assegnazione del *Rayleigh damping* al modello è necessario specificare due parametri, la frazione dello smorzamento critico e la frequenza, definita *centrale*, a cui opera. Per individuare quest'ultima, che, a rigore, non coincide né con la frequenza di sollecitazione né con il modo di vibrare naturale del sistema, piuttosto con una combinazione di entrambe, è utile considerare che, in realtà, il *Rayleigh damping* è dipendente dalla frequenza, ma l'analisi spettrale della maggior parte dei fenomeni di vibrazione mostra una regione di frequenza in cui lo spettro di velocità è approssimativamente appiattito sui valori massimi. Il rapporto fra gli estremi dell'intervallo, massima e la minima frequenza predominante, cioè correlata ai valori massimi dello spettro, è generalmente di 3:1. Il valore della frequenza centrale da inserire come parametro in listato dovrà, teoricamente, essere tale da rappresentare l'intervallo di frequenze dominanti. Per la maggior parte dei problemi dinamici si può immaginare che le frequenze importanti siano correlate al modo naturale di vibrazione del sistema. Pertanto si può fare riferimento alla relazione:

$$f = \frac{C}{\lambda} \quad (61)$$

La velocità d'onda C sarà delle onde p o s , a seconda della tipologia che determina il più lento modo di vibrazione.

λ rappresenta la maggior lunghezza d'onda associata con il modo di oscillazione, dipendente dalle condizioni al contorno. Prendendo ad esempio una barra di lunghezza l , se incastrata ad un'estremità e libera all'altra, si avrà $\lambda = 4l$; se incastrata ad entrambe le estremità, $\lambda = 2l$, così come nel caso di estremità libere. Generalmente queste schematiche indicazioni non sono sufficienti ad individuare la lunghezza d'onda associata al modo fondamentale di vibrazione del sistema, è perciò consigliabile effettuare una simulazione in assenza di smorzamento per stimarla dall'andamento delle velocità o degli spostamenti. Lo smorzamento all'interno degli elementi strutturali funziona come nella griglia. Nondimeno, se un nodo strutturale è connesso rigidamente ad un nodo della griglia, viene utilizzato il valore di smorzamento calcolato per il nodo di griglia, così come, se il

nodo strutturale è connesso al nodo di una griglia cui sia stato attribuito un modello di tipo *null*, lo smorzamento attribuito è zero.

4.8.7 Il *Local damping* per le simulazioni dinamiche

Il *Local damping* venne originariamente introdotto per equilibrare simulazioni statiche, in particolare è stato studiato per consentire di evitare i problemi legati al modello di smorzamento. Tuttavia, esso opera efficacemente anche in ambito dinamico aggiungendo o sottraendo massa ai singoli punti della griglia (o ai nodi strutturali, se presenti) un certo numero di volte durante un ciclo di oscillazione. Si noti che non viene elusa la conservazione della massa totale poiché le quantità sottratte equivalgono esattamente alle quantità addizionate. L'attribuzione di massa si effettua al cambiamento di segno della velocità (in corrispondenza degli zeri della funzione $v(t)$), mentre la sottrazione al raggiungimento dei valori di massimo e minimo della velocità: pertanto, gli incrementi di energia cinetica sono rimossi due volte in ciascuna oscillazione. Il rapporto fra l'energia sottratta ΔW ed il valore massimo della stessa W è indipendente dalla frequenza. Il *Local Damping* si caratterizza, perciò, attraverso un coefficiente (α_L) correlabile alla frazione di smorzamento critico (D) nella forma:

$$\alpha_L = \pi \cdot D \quad (62)$$

La forza (quindi massa) nodale corrispondente allo smorzamento è generata dal programma come proporzionale all'entità della forza non bilanciata. La direzione è assunta di volta in volta corrispondente a quella che permette la dissipazione di energia. Indicato come i -esimo il nodo generico e con \dot{u}_i^t la sua velocità in un determinato istante, l'equazione del moto, in assenza di smorzamento, può scriversi nella forma:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \cdot \frac{\Delta t}{m} \quad (63)$$

Introducendo il termine smorzante, diviene:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left\{ \sum F_i^t - (F_d)_i \right\} \cdot \frac{\Delta t}{m_n} \quad (64)$$

ove m_n è una massa nodale fittizia, mentre la forza smorzante, detto α una costante a cui il programma assegna un valore di 0,8, è:

$$(F_i)_d = \alpha \cdot \left| \sum F_i^{(t)} \right| \text{sgn}(\dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)}) \quad (65)$$

Conseguenza attesa, e puntualmente riscontrata nelle simulazioni eseguite, di questo modello meccanico, è che la massima forza non bilanciata, converga a zero mostrando un sistema di piccole oscillazioni.

Come più sopra accennato, il *local damping* può risultare inappropriato per sollecitazione ondulatorie complesse, tendendo a sovrasmorzare le componenti ad alta frequenza e introducendo, talvolta, rumore ad alta frequenza. E' consigliabile, pertanto, testare l'impiego del *local damping* confrontandone i risultati con quelli offerti dal *Rayleigh damping*.

4.8.8 Il combined damping

Il *FLAC* fornisce una variante del *local damping*, il *Combined Damping*, che consente di includere nella soluzione un moto uniforme (condizione riscontrabile, ad esempio, nel caso di analisi di fenomeni di scorrimento). In questo caso il *combined damping* si rivela più efficiente del *local damping* nel dissipare energia cinetica. Infatti il *local damping* consiste nella variazione di massa (corrispondente ad una "forza di smorzamento", come visto sopra) al cambiamento di segno della velocità: ma in presenza di una componente costante di velocità, tale inversione di segno può non verificarsi facendo venir meno la "rimozione" di energia cinetica.

Pertanto, considerando una composizione di velocità, del tipo:

$$\dot{u} = V \sin(\omega t) + \dot{u}_0 \quad (66)$$

essendo V la massima ampiezza della componente periodica di velocità e \dot{u}_0 la velocità di moto uniforme sovrapposta al moto periodico, mediante una doppia differenziazione, si ottiene:

$$\dot{F} = -m \cdot V \omega^2 \sin(\omega t) \quad (67)$$

Si ha così una quantità indipendente dalla velocità costante. Sostituendo nell'equazione di definizione della forza smorzante, si ha:

$$F_d = \alpha \cdot |F| \operatorname{sgn}(\dot{F}) \quad (68)$$

Questa espressione è meno efficiente in presenza di solo moto periodico, ma combinando le formule in proporzioni equivalenti si può ottenere un risultato ottimizzato, esprimibile analiticamente come:

$$F_d = \alpha \cdot |F| \operatorname{sgn}(\operatorname{sgn}(\dot{F}) - \operatorname{sgn}(\dot{u})) / 2 \quad (69)$$

Il *combined damping* è preferibile, quindi, quando si abbia una sovrapposizione di un moto periodico e di un moto rigido del modello.

4.8.9 Lo smorzamento tridimensionale

Nel caso di un modello bidimensionale, unitamente a ciascuna delle forme già descritte di smorzamento, si può imporre al modello il *Three Dimensional Radiation Damping*, che tiene conto della tridimensionalità dei fenomeni di diffusione dell'energia applicata al sistema. Infatti, un elemento vibrante applicato alla superficie della regione crea un disturbo tanto nel piano di analisi quanto nella direzione ortogonale al piano. Il programma simula il fenomeno di dispersione al di fuori della regione bidimensionale, rappresentata nel modello applicando elementi *dashpots* connessi tra i punti della griglia e i corrispondenti punti del *free-field* ed operando sulla differenza tra la velocità effettiva della particella e la

velocità del *free-field*. Lo schema è descritto dal Lysmer et al. (1973). Ciascun elemento *dashpot* è caratterizzato da una costante così definita:

$$c = \frac{2 \cdot \rho \cdot C_s^{ff}}{W} \quad (70)$$

ove:

c = coefficiente di smorzamento tridimensionale

C_s^{ff} = velocità delle onde di taglio nel *free-field*

W = larghezza della struttura al di fuori del piano

Il ricorso al *3D-damping* richiede l'applicazione della condizione di *free-field*. I *dashpot* possono essere connessi ad entrambi i lati del *free-field*.

4.8.10 Variazioni spaziali nello smorzamento

Nel *FLAC*, sia il *Rayleigh* che il *local damping* vengono assegnati al modello come parametri globali attraverso il comando *SET*. Per il *Rayleigh damping*:

```
set dy_damp=rayleigh frac freq
```

ove **frac** e **freq** sono i parametri richiesti, rispettivamente, la frazione dello smorzamento critico e la frequenza a cui opera. Si noti che tutti i parametri di smorzamento sono attribuiti ai nodi della griglia. In particolare, il termine proporzionale alla rigidità nel *Rayleigh damping*, che agisce sulle deformazioni delle zone, è derivato come media dei valori specificati per i nodi di contorno.

Per il *local damping*:

set dy_damp=local <value>

con **value** ad indicare il valore di smorzamento critico, il cui valore preassegnato dal programma è 0,8.

Analogamente, per il *combined damping*:

set dy_damp=combined <value>

Ma un modello può includere campi a cui sono riferibili smorzamenti diversi. Ad esempio, materiali differenti possono essere caratterizzati da valori diversi dello smorzamento critico. La variazione spaziale delle capacità dissipative è riproducibile assegnando un parametro globale, attraverso il comando *set* che, implicitamente, agisce sull'intera griglia, e modificando tipologia e proprietà dello smorzamento per le zone in cui si renda necessario attraverso l'istruzione:

initial dy_damp <keyword> <value> <range>

ove la prima parola chiave assegna la il modello di smorzamento (*local*, o *Rayleigh*, etc.), **value** i valori dei relativi parametri e *range* il campo di assegnazione. I parametri possono, inoltre, essere fatti variare con continuità su una certa area (o sull'intera griglia) fra due valori limite attraverso la parola chiave *var*.

Si può ottenere una visualizzazione panoramica delle assegnazioni effettuate in termini di proprietà dissipative attraverso il comando:

print dy_damp

che restituisce due, o tre nel caso del *Rayleigh damping*, blocchi di dati: il primo designa il tipo di smorzamento con una lettera L, C o R, mentre negli altri due vengono riportati i parametri numerici.

4.8.11 Il modello di artificial viscosity

Il *FLAC* prevede un modello di smorzamento che, implementando la viscosità artificiale di Von Neumann e Landshoff, inizialmente sviluppata per propagazioni di impulsi nei fluidi, meglio si attaglia ad analisi dinamiche che coinvolgano bruschi fronti d'onda.

Il metodo non potrebbe essere utilizzato quando le componenti di taglio degli sforzi siano preponderanti rispetto alla pressione principale, perchè non smorza le onde di taglio.

In termini scalari, la viscosità si esprime come combinazione lineare di due termini, q_1 e q_2 , ove il secondo, detto termine di Landshoff, ha il compito di diffondere il fronte su un numero crescente di zone all'avanzare dell'onda. Analiticamente:

$$q = a_n q_1 + a_l q_2 \quad (71)$$

ove a_n e a_l sono due costanti.

Le espressioni per i termini viscosi sono:

$$q_1 = bc_0^2 \rho L^2 \dot{\varepsilon}^2 \quad \text{e} \quad q_2 = bc_1 \rho L a \dot{\varepsilon} \quad (72)$$

con:

L = dimensione caratteristica della zona, intesa con radice quadrata dell'area;

$\dot{\varepsilon}$ = il rateo delle variazioni di volume (di area) delle zone;

ρ = la densità della zona;

a = la velocità delle onde di tipo p nel materiale;

c_0 = costante cui è assegnato il valore 2;

c_1 = costante cui è assegnato il valore 1;

$b = -\text{sgn}(\dot{\varepsilon})$ con funzione di aggiustamento del segno della funzione.

Poiché la funzione definita è scalare, il suo contributo di viscosità è da interpretarsi come isotropo. Il suo contributo è addizionato alla forza non bilanciata per i nodi prima della soluzione delle equazioni del moto.

L'artificial viscosity è invocata mediante l'istruzione:

```
set dy_damp avisc an at
```

Nella maggior parte dei casi il valore da assegnare ad entrambe le costanti è 1.

Anche questo modello di smorzamento può essere applicato ad una parte della griglia attraverso il comando *initial*.

4.8.12 Modalità di trasmissione delle onde nel mezzo

In un'analisi dinamica le caratteristiche del modello possono interferire in fase computazionale con la propagazione delle onde, distorcendone gli effetti, in ragione sia del contenuto in frequenza che della velocità di propagazione dell'impulso. Ciò vale non solo per il *FLAC*, ma per qualsiasi modello numerico di rappresentazione del continuo, in cui esiste un limite superiore alle frequenze che possono essere trasmesse. Kuhlemeyer e Lysmer (1969) hanno dimostrato che, per una rappresentazione accurata della trasmissione di onde è necessario che la dimensione di ciascun elemento o zona (Δl) sia inferiore a circa un decimo o un ottavo della lunghezza d'onda associata alla più alta frequenza sollecitante (λ), cioè, deve essere verificata la disequaglianza:

$$\Delta l \leq \frac{1}{10} \div \frac{1}{8} \lambda \quad (73)$$

Pertanto, quando l'impulso dinamico assegna un'alta velocità di picco raggiunta in un intervallo di tempo piuttosto piccolo, risultando piccola la lunghezza d'onda, viene richiesta una griglia, perlomeno nella zona di applicazione della sollecitazione, molto fitta, con piccole zone. A ciò corrisponde anche un piccolo tempo elementare di calcolo, ovvero un alto tempo globale ed un utilizzo molto forte delle risorse di memoria del sistema. Se il segnale è complesso, in questi casi, è utile operare un filtraggio che consenta di depurare

l'impulso dalle frequenze più basse, selezionando quelle a cui si associa la maggior energia, attraverso appropriate routine (la cui base concettuale è un'analisi di Fourier).

Se la condizione espressa dalla equazione [...] non viene rispettata, l'output conterrà oscillazioni spurie, o sovraimpresse, di natura non fisica. Viceversa, un dimensionamento della griglia proporzionato al contenuto in frequenza della sollecitazione assicura l'affidabilità dei risultati.

Una volta definita geometricamente una griglia che riproduca il sistema fisico da analizzare, si può intervenire modificando le dimensioni delle zone (con il comando *generate*) affinché venga rispettata la condizione sopra riportata. In ogni caso, le correzioni necessarie, devono essere apportate rigorosamente prima della soluzione statica (imposta con i comandi *solve* o *cycle*), perchè i nodi non possono essere rilocalizzati a calcoli avviati.

Si possono schematicamente riassumere i passi per l'allestimento di una simulazione dinamica nei seguenti punti:

1. anteposizione al listato del comando *config dynamic ex n*, ove *n* rappresenta il numero di variabili (funzioni *FISH*) per cui si richiede al programma di riservare spazi di memoria;
2. mediante comandi *generate*, *initial*, etc., si corregge geometricamente la griglia in modo che rispetti le condizioni necessarie all'affidabilità della soluzione dinamica;
3. una volta "spenta" la modalità di calcolo dinamica (*set dyn off*), si perviene all'equilibrio statico (*solve* o *cycle*);
4. si riattiva la modalità di calcolo dinamica (*set dyn on*);
5. si assegnano gli appropriati modelli di smorzamento meccanico (*set dy_damp* e *initial dy_damp*);
6. si definisce il caricamento dinamico (con i comandi *apply* o *internal*);
7. si definiscono le condizioni di frontiera (*apply*);
8. si definiscono le grandezze la cui evoluzione si voglia monitorare nell'ambito del calcolo dinamico (con il comando *hist*);
9. si assegna un valore iniziale alla variabile di tempo dinamico (e.g. *set dytime=0*);
10. si lancia il calcolo dinamico (*solve dytime=t*).

CAPITOLO 5

Il caso di Demonte

5.1 Analisi della paviemntazione esistente

Negli ultimi anni nel centro storico di Demonte (provincia di Cuneo), a causa dell'incremento del traffico pesante in termini di carichi per asse e di frequenza di passaggi e alle aumentate condizioni di irregolarità della pavimentazione in porfido sono aumentate le sollecitazioni sulla sovrastruttura e le vibrazioni trasmesse alle fondazioni degli edifici adiacenti.

E' stata, quindi, necessaria la realizzazione di un progetto esecutivo il cui scopo è stato quello di studiare e progettare una nuova tipologia di sovrastruttura per la SS N° 21 "del Colle della Maddalena" nel tratto di circa 250 metri che attraversa il centro storico di Demonte per un intervento di rifacimento della stessa, al fine di giungere ad una mitigazione degli effetti prodotti dal traffico sugli edifici adiacenti la strada statale in esame.

In tale progetto si è quindi partiti da una specifica campagna sperimentale in sito per la quantificazione e la qualificazione del fenomeno vibratorio trasmesso dai veicoli, attraverso la sovrastruttura alle opere di fondazione ed alle strutture murarie in elevazione. Quindi, mediante l'utilizzo di un codice di calcolo alle differenze finite, si è sviluppata una specifica analisi numerica indirizzata alla valutazione della propagazione delle vibrazioni generate dal traffico stradale, in relazione ai materiali impiegati nella sovrastruttura ed alle condizioni al contorno. E' stata analizzata l'efficacia di alcune possibili tecniche di attenuazione delle vibrazioni indotte, tra cui l'irrigidimento degli strati della pavimentazione e la realizzazione di trincee.

Infine si è passati alla proposta di una sovrastruttura stradale "innovativa" in grado di ridurre il fenomeno vibratorio alla "sorgente", nel modo più efficace possibile.

Oggetto del presente capitolo è quindi l'attività di indagine sperimentale in sito necessaria per scegliere la soluzione tipologica ottimale da utilizzare nell'intervento di riqualificazione della sovrastruttura. Verrà, inoltre, trattata l'indagine conoscitiva che ha permesso di quantificare i fenomeni vibratorii per valutare il livello di vibrazioni, dovute all'attuale configurazione del piano viabile, alla tipologia della pavimentazione, alla qualità del terreno di sottofondo ed alla particolare configurazione dei luoghi, che potrebbero essere causa di dissesti rilevati negli edifici posti a margine della strada (Figura 4.1).



Fig. 5.1: Documentazione fotografica sullo stato della pavimentazione esistente

5.2_Indagine geologica – geotecnica



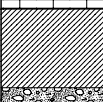

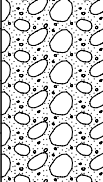


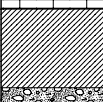

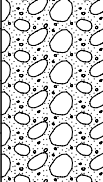


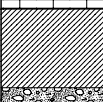

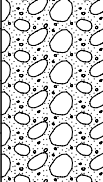

Si è resa necessaria un'indagine di carattere geognostico con lo scopo di valutare l'assetto lito-stratigrafico dei terreni immediatamente sottostanti la pavimentazione superficiale, eseguita in blocchetti di porfido, in corrispondenza del tratto della strada statale interessata da fenomeni di assestamenti locali differenziati e da propagazione di sollecitazioni sui fabbricati adiacenti, dovute all'intenso traffico pesante.

Per effettuare tale indagine si sono realizzati tre pozzetti esplorativi (mediante miniescavatore dotato di martello idraulico per la rimozione della pavimentazione e della soletta in calcestruzzo) di dimensioni di 1.5 x 1.5 m per una profondità di circa 1.00 – 1.20 m, ubicati lungo l'asse viario sulle estremità di monte e di valle ed in area centrale rispetto alla zona con i fabbricati molto lesionati.

Su ogni pozzetto è stata eseguita una valutazione e descrizione delle caratteristiche granulometriche e tipologiche dei materiali costituenti i differenti livelli, pervenendo ad una stratigrafia di dettaglio.

- *Pozzetto esplorativo n° 1:*

Si riporta, di seguito la scheda stratigrafica per il primo pozzetto:

		Committente ANAS S.p.A. Cantiere S.S. 21 Località Demonte (CN) Data Inizio 17-06-2004 Data Fine 17-06-2004				SONDAGGIO FOGLIO P.E. 1 Quota (p.c.)																																																																																				
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Profondita'</th> <th>Potenza</th> <th>Scala 1:10</th> <th>Stratigrafia</th> <th>Descrizione</th> <th>Falda</th> <th>Perforazione</th> <th>Rivestimento</th> <th>% Carotaggio</th> <th>RQD</th> <th>Piezometro</th> <th>Inclinometro</th> <th>Prove S.P.T.</th> <th>Campioni</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.10</td> <td>0.10</td> <td>0.1</td> <td></td> <td>Pavimentazione in blocchetti di porfido di spessore variabile da 7 a 3-4 cm con sottofondo di pareggiamento in sabbia eterometrica.</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>0.00 C 1.1</td> </tr> <tr> <td>0.25</td> <td>0.15</td> <td>0.2</td> <td></td> <td>Soletta in calcestruzzo armato; cemento piuttosto magro, con clasti eterometrici.</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>0.10 C 2.1</td> </tr> <tr> <td>0.37</td> <td>0.12</td> <td>0.3</td> <td></td> <td>Livello di stabilizzato costituito da ghiaia medio fine in matrice sabbiosa limosa di colore giallo nocciola.</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>0.25 C 3.1</td> </tr> <tr> <td>0.80</td> <td>0.43</td> <td>0.4</td> <td></td> <td>Terreno di riporto costituito da ciottoli di fiume di dimensioni fino a pluridecimetriche in scarsa matrice sabbiosa eterometrica, a tratti debolmente limosa, di colore grigio. Presenza di frammenti di manto bituminoso.</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>0.35 C 4.1</td> </tr> <tr> <td>1.10</td> <td>0.30</td> <td>0.5</td> <td></td> <td>Detrito di falda costituito da argille limose con breccie a spigoli subarrotondati. Colore bruno rossiccio.</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>0.80 C 5.1</td> </tr> </tbody> </table>							Profondita'	Potenza	Scala 1:10	Stratigrafia	Descrizione	Falda	Perforazione	Rivestimento	% Carotaggio	RQD	Piezometro	Inclinometro	Prove S.P.T.	Campioni	0.10	0.10	0.1		Pavimentazione in blocchetti di porfido di spessore variabile da 7 a 3-4 cm con sottofondo di pareggiamento in sabbia eterometrica.									0.00 C 1.1	0.25	0.15	0.2		Soletta in calcestruzzo armato; cemento piuttosto magro, con clasti eterometrici.									0.10 C 2.1	0.37	0.12	0.3		Livello di stabilizzato costituito da ghiaia medio fine in matrice sabbiosa limosa di colore giallo nocciola.									0.25 C 3.1	0.80	0.43	0.4		Terreno di riporto costituito da ciottoli di fiume di dimensioni fino a pluridecimetriche in scarsa matrice sabbiosa eterometrica, a tratti debolmente limosa, di colore grigio. Presenza di frammenti di manto bituminoso.									0.35 C 4.1	1.10	0.30	0.5		Detrito di falda costituito da argille limose con breccie a spigoli subarrotondati. Colore bruno rossiccio.							
Profondita'	Potenza	Scala 1:10	Stratigrafia	Descrizione	Falda	Perforazione	Rivestimento	% Carotaggio	RQD	Piezometro	Inclinometro	Prove S.P.T.	Campioni																																																																													
0.10	0.10	0.1		Pavimentazione in blocchetti di porfido di spessore variabile da 7 a 3-4 cm con sottofondo di pareggiamento in sabbia eterometrica.									0.00 C 1.1																																																																													
0.25	0.15	0.2		Soletta in calcestruzzo armato; cemento piuttosto magro, con clasti eterometrici.									0.10 C 2.1																																																																													
0.37	0.12	0.3		Livello di stabilizzato costituito da ghiaia medio fine in matrice sabbiosa limosa di colore giallo nocciola.									0.25 C 3.1																																																																													
0.80	0.43	0.4		Terreno di riporto costituito da ciottoli di fiume di dimensioni fino a pluridecimetriche in scarsa matrice sabbiosa eterometrica, a tratti debolmente limosa, di colore grigio. Presenza di frammenti di manto bituminoso.									0.35 C 4.1																																																																													
1.10	0.30	0.5		Detrito di falda costituito da argille limose con breccie a spigoli subarrotondati. Colore bruno rossiccio.									0.80 C 5.1																																																																													

Il primo pozzetto esplorativo è stato eseguito lungo l'asse viario, sul ciglio destro della corsia di monte, in corrispondenza di una vasta area con evidenti segni di cedimenti differenziali.

Si è notato, a riguardo della pavimentazione, la presenza di blocchetti di porfido con diverso spessore, compreso tra 7 cm e 3-4 cm (Figura 5.2); la sabbia di pareggiamento ha presentato, ovviamente, anch'essa un differente spessore, al fine di raggiungere uno spessore complessivo di circa 10 cm.



Fig. 5.2: Particolare sezione superiore

La soletta di calcestruzzo, spessa uniformemente circa 20 cm, è risultata armata con rete elettrosaldata a maglia 10 x 10 cm, con tondino di diametro 6 mm, posizionata al centro della soletta; all'atto della demolizione, la soletta si è presentata piuttosto facilmente disgregabile e numerose sono state le evidenze di fenomeni di ossidazione ed alterazione della maglia metallica, con conseguente interruzione della maglia stessa, dovuti a passaggio di acque di percolazione dal livello soprastante (Figura 5.3).



Fig. 5.3: Campione di lastra in cls armato

Si è notato che il calcestruzzo appariva piuttosto magro, con clasti a granulometria eterometrica e nell'ambito dei terreni di riporto costituiti da ghiaie e ciottoli in scarsa matrice sabbiosa, è stata evidenziata la presenza di clasti derivanti dalla demolizione di un vecchio conglomerato bituminoso. Tale livello ha presentato, inoltre, una superficie di contatto inclinata con il livello sottostante limoso argilloso, con pendenza verso il centro


strada, motivata probabilmente dalla presenza della fognatura, posizionata in questa zona a centro strada. Al contatto tra il riporto ghiaioso ed il livello limoso argilloso è stata notata la presenza di scorrimento di acqua, con fenomeni di ristagno localizzato nelle ghiaie (Figura 5.4).

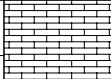
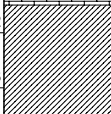

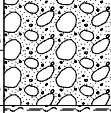
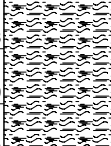


Fig. 5.4: Particolare fondo e sezione inferiore

- *Pozzetto esplorativo n° 2:*

Si riporta, di seguito la scheda stratigrafica per il secondo pozzetto:

	Committente	ANAS S.p.A.		SONDAGGIO	FOGLIO
	Cantiere	S.S. 21		P.E. 2	
	Località	Demonte (CN)			
	Data Inizio	17-06-2004	Data Fine	17-06-2004	Quota (p.c.)

Profondita'	Potenza	Scala 1:10	Stratigrafia	Descrizione	Falda	Perforazione	Rivestimento	% Carotaggio	RQD	Piezometro	Inclinometro	Prove S.P.T.	Campioni
0.15	0.15	0.1		Pavimentazione in blocchetti di porfido con spessore differenziato e sottofondo di pareggiamento in sabbia eterometrica.									0.15
0.20	0.20	0.2		Soletta in calcestruzzo armato, con clasti eterometrici.									C 1.2 0.25
0.35	0.15	0.4		Livello di stabilizzato costituito da ghiaia eterometrica in matrice sabbioso limosa addensata, di colore giallastro.									0.50
0.50	0.20	0.6		Terreno di riporto costituito da ghiaia eterometrica, con clasti di conglomerato bituminoso, in scarsa matrice sabbiosa di colore grigio nerastro.									C 2.2 0.70
0.70	0.30	0.9		Terreno probabilmente rimaneggiato, costituito da limi argillosi con breccie eterometriche. Colore giallo rossiccio.									C 3.2 1.00

Il secondo pozzetto esplorativo è stato eseguito lungo l'asse viario sul ciglio destro della corsia di monte, in corrispondenza di un'area stabile, priva di cedimenti evidenti.

All'atto della demolizione le vibrazioni indotte sulla soletta sono risultate molto evidenti sulle aree circostanti la zona di lavoro e sulle murature del porticato adiacente.

Anche in questo caso, è stata notata, a riguardo della pavimentazione, la presenza di blocchetti con differente spessore, compreso tra 7 cm e 3-4 cm; la sabbia di pareggiamento ha presentato ovviamente anch'essa differente spessore, al fine di raggiungere uno spessore complessivo di circa 10 -12 cm.

La soletta in calcestruzzo è risultata armata con rete elettrosaldata a maglia di 10 cm x 10 cm, con tondino di diametro 6 mm, posizionata a circa 5 cm dalla base della soletta, spessa uniformemente circa 20 cm.

All'atto della demolizione, la soletta è risultata, inoltre, di difficile disaggregazione; il ferro della rete elettrosaldata è apparso integro e perfettamente inglobato nel getto ed il calcestruzzo in condizioni ottimali.

Il marciapiede è risultato essere appoggiato su una soletta in calcestruzzo, slegata ma adiacente a quella sottostante la sede stradale.

Si è, nuovamente, notato nell'ambito dei terreni di riporto costituiti da ghiaie e ciottoli in scarsa matrice sabbiosa, la presenza di clasti derivanti dalla demolizione di un vecchio conglomerato bituminoso. Al contatto tra il riporto ghiaioso ed il livello limoso argilloso è stata notata la presenza di abbondante scorrimento di acqua, con fenomeni di ristagno localizzato (Figura 5.5) nelle ghiaie.

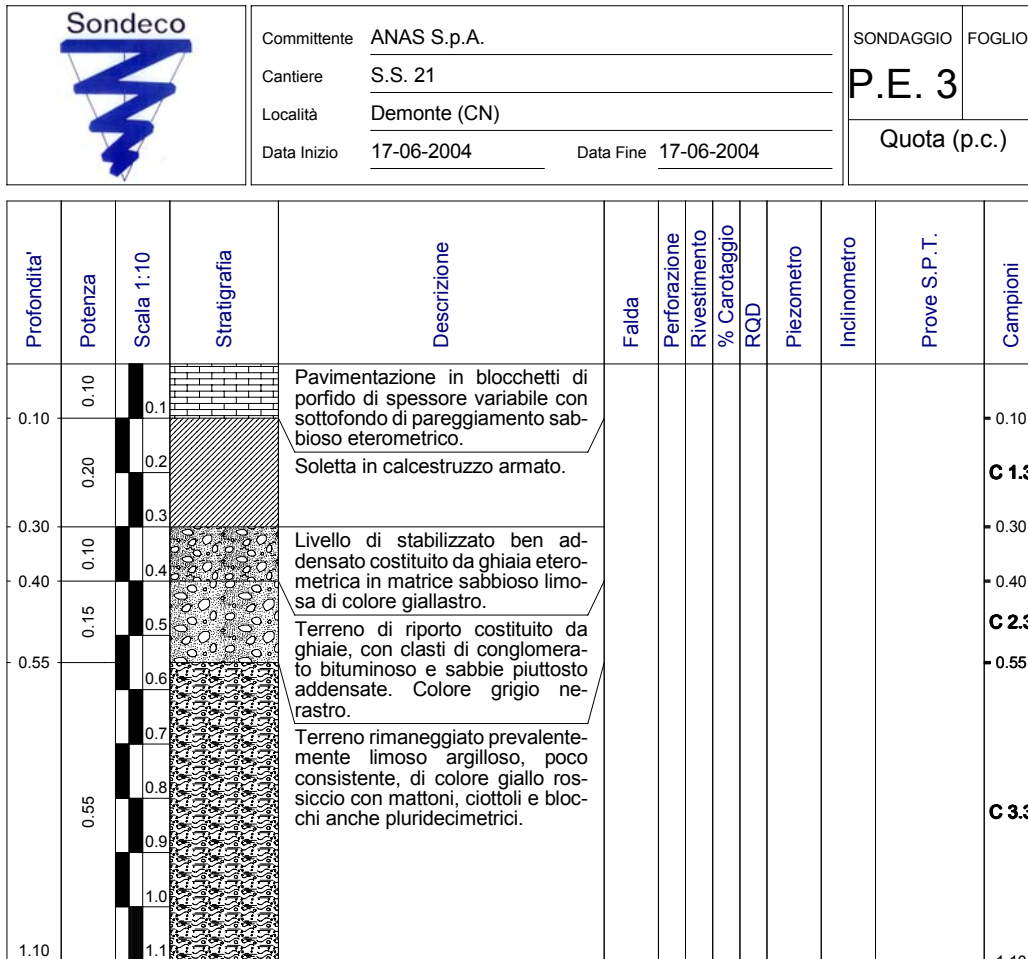
Durante lo scavo del pozzetto è stato segnalato il rinvenimento alla profondità di circa 80 cm, di una tubazione in HDPE diam 32 mm, posizionata a circa 50 cm dal ciglio stradale e con direzione parallela alla sede stradale.



Fig. 5.5: Particolare parte inferiore

- *Pozzetto esplorativo n° 3:*

Si riporta, di seguito la scheda stratigrafica per il terzo pozzetto:



Il terzo pozzetto esplorativo è stato realizzato lungo l'asse viario, sul ciglio destro della corsia di valle, in corrispondenza di una vasta area con evidenti segni di cedimenti differenziali, compensati con un livello di conglomerato bituminoso irregolare, di spessore variabile fino a 4-5 cm.

Anche in questo caso, è stata notata, a riguardo della pavimentazione, la presenza di blocchetti con differente spessore, compreso tra 7 cm e 3-4 cm; la sabbia di pareggiamento ha presentato ovviamente anch'essa differente spessore, al fine di raggiungere uno spessore complessivo di circa 10 -12 cm.

La soletta in calcestruzzo è risultata armata con rete elettrosaldata a maglia di 10 cm x 10 cm, con tondino di diametro 6 mm, posizionata alla base della soletta, spessa uniformemente circa 20 cm.

All'atto della demolizione, la soletta è risultata mediamente di difficile disgregazione; il ferro della rete elettrosaldata è apparso per la maggior parte integro e ben inglobato nel getto ed il calcestruzzo appare in condizioni accettabili; sono stati,

tuttavia, rilevati alcuni fenomeni di ossidazione ed alterazione della maglia metallica, con conseguente interruzione della maglia stessa.

Si è notato nell'ambito dei terreni di riporto costituiti da ghiaie e ciottoli in scarsa matrice sabbiosa, la presenza di clasti derivanti dalla demolizione di un vecchio conglomerato bituminoso. In questa area la potenza di tale livello è risultata ridotta e nettamente inferiore ai pozzetti precedenti. Tale livello ha presentato, inoltre, una superficie di contatto inclinata con il livello sottostante limoso argilloso, con pendenza verso il centro strada, motivata probabilmente dalla presenza della fognatura, posizionata anche in questa zona a centro strada.

Il sottostante livello rimaneggiato limoso-argilloso ha evidenziato abbondante presenza di laterizi, ciottoli e blocchi di dimensioni ragguardevoli e la matrice risulta poco consistente (Figura 5.6). Al contatto tra il riporto ghiaioso ed il livello limoso argilloso si è notata la presenza di debole scorrimento di acqua. Il marciapiede è risultato essere appoggiato su una soletta in calcestruzzo, slegata ma adiacente a quella sottostante la sede stradale; sotto la verticale del marciapiede non è stato rilevato il livello ghiaioso sabbioso.



Fig. 5.6: Particolare strato inferiore

Dall' esame dei risultati dei sondaggi sopra descritti, risulta, quindi, quanto segue:

- Si nota una certa disuniformità di risultati.
- Tutti i sondaggi rilevano, sotto lo strato superficiale in cubetti di porfido, una lastra armata in calcestruzzo cementizio.
- L'esame dei materiali provenienti dai sondaggi ha rilevato che i calcestruzzi cementizi rilevano una discreta resistenza. I materiali non legati sono molto eterogenei nella composizione e nella granulometria, ma comunque sono abbastanza aridi.
- Il terreno di sottofondo è in genere limoso argilloso, con pendenza verso il centro strada, motivata probabilmente dalla presenza della fognatura.

5.3 Indagine conoscitiva e monitoraggio dei livelli di vibrazione

5.3.1 Descrizione del monitoraggio

Per misurare il livello delle vibrazioni sulle parti strutturali degli edifici e soprattutto per verificare se vengono superati i minimi di soglia (in termini di velocità – PPV) indicati dalla normativa, sono stati necessari un'indagine conoscitiva ed un accurato monitoraggio dei livelli di vibrazione; a tal fine sono stati impiegati due velocimetri triassiali per ciascuna sezione da monitorare.

Si sono monitorati due edifici posti a margine della SS 21 nel centro storico di Demonte:

- Sezione strumentata 1: via Martiri e Caduti per la libertà 22 e 24 – di fronte a Palazzo Borelli;
- Sezione strumentata 2: via Martiri e Caduti per la libertà 23 – di fronte alla Chiesa di San Giovanni decollato.

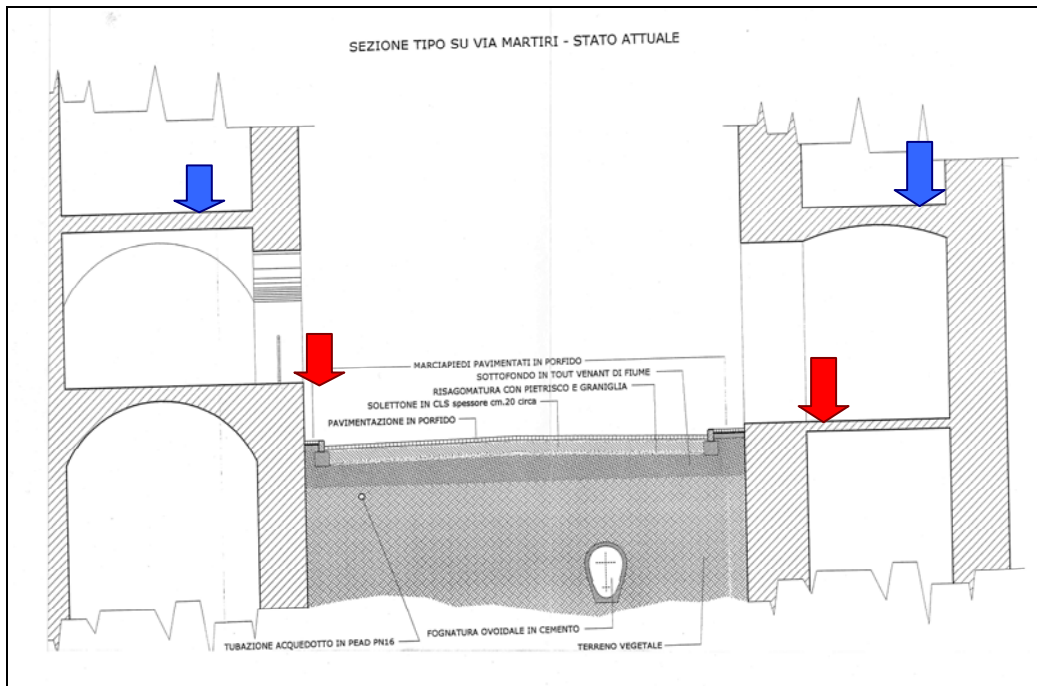


Fig. 5.7: Sezione sperimentale tipo su Via Martiri e Caduti per la Libertà

Per ciascuna “sezione” strumentata è stato posizionato un velocimetro triassiale in corrispondenza della fondazione (vedi frecce rosse figura 5.7); al fine di valutare l’ampiezza di vibrazioni in particolari parti strutturali dell’edificio, il posizionamento del secondo trasduttore è avvenuto nei punti presumibili di massima ampiezza (vedi frecce blu figura 5.7).



Fig.5.8: Sezione strumentata 1: vista dell’edificio dalla SS21 e pavimentazione



Fig. 5.9: Sezione strumentata 2: vista dell'edificio dalla SS 21 e piano viabile

Per il monitoraggio, come è stato detto, sono state impiegate due stazioni di misura con registrazione digitale automatica MiniGraph 7000 della NOMIS Inc., U.S.A., equipaggiate con trasduttore elettrico triassiale di velocità di vibrazione per la misura delle componenti xyz, ovvero delle componenti orizzontale radiale, orizzontale trasversale e verticale, e di un microfono per la misura della sovrappressione aerea.

Per fornire rappresentatività al monitoraggio sono stati individuati due “segmenti campione” in prossimità di pronunciate irregolarità del manto stradale e di presenza di sottoservizi con tombini a quota piano strada.

Presso ciascuno dei due segmenti campione sono stati individuati due punti di misura sulla muratura di fregio lato strada: uno posto al di sotto del piano di strada (cantina), l'altro in elevazione (al livello del solaio più alto).

L'impatto sismico indotto dal traffico veicolare è stato dunque rilevato direttamente su componenti strutturali in continuità statica di cui una con oscillazione vincolata per il sconfinamento conseguente all'interramento, l'altra con oscillazione libera (configurazione tipo piano incastrato da un lato).

Per il monitoraggio sono state eseguite 11 sessioni di misura come da tabella 5.1.

Tab. 5.1: Sessioni di misura per il monitoraggio

<i>Sessione di misura</i>	<i>Punto di misura</i>	Sismografo	<i>Sorgente sismica</i>
1	1 civico 22 – solaio	2938	Forzante impulsiva Traffico di esercizio rallentato
2	2 civico 24 - cantina	2939	Forzante impulsiva Traffico di esercizio rallentato
3	3 civico 23 - solaio	2939	Forzante impulsiva Traffico di esercizio
4	Presso 4 civico 23 – zoccolo del marciapiede sopra cantina	2938	Forzante impulsiva Traffico di esercizio
5	1 civico 22 - solaio	2939	Traffico di esercizio
6	2 civico 24 – cantina	2938	Traffico di esercizio
7	2 civico 24 – cantina	2938	Forzante impulsiva Traffico di esercizio
8	3 civico 23 – solaio	2938	Forzante impulsiva Traffico di esercizio
9	4 civico 23 – cantina	2939	Forzante impulsiva Traffico di esercizio
10	3 civico 23 – solaio	2938	Traffico di esercizio
11	4 civico 23 – cantina	2938	Traffico di esercizio

Per la prima e la seconda sessione di misure la stazione di monitoraggio numero di serie 2938 è stata posta nel punto di misura 1 (civico 22 – solaio), con il trasduttore appoggiato all'elemento strutturale e coperto con un sacco di sabbia.

Per la seconda sessione di misura, effettuata in contemporanea alla prima, la stazione di monitoraggio numero di serie 2939, è stata posta nel punto di misura 2 (civico 24 – cantina), con il tra trasduttore ammorsato alla parete.

Sono state monitorate le onde sismiche prodotte dal passaggio di due veicoli di peso differente su di un gradino artificiale collocato sulla strada (energizzazione mediante forzante impulsiva).

Per la terza e la quarta sessione di misura le stazioni di monitoraggio sono state spostate, una nel punto di misura 3 (civico 23 – solaio), l'altra presso il punto di misura 4, sullo zoccolo del marciapiede, in corrispondenza della sorgente d'energizzazione mediante forzante impulsiva (gradino formato da 1/2 bumper utilizzato come elemento di discontinuità sul quale far impattare un veicolo in movimento a varie velocità).

Per la quinta e la sesta sessione di misura le stazioni di monitoraggio sono state riportate una nel punto di misura 1, l'altra presso il punto di misura 2 per il monitoraggio continuativo del traffico d'esercizio.

In seguito sono state ripetute le prove di energizzazione mediante forzante impulsiva utilizzando un veicolo di massa maggiore: sessioni di misura da 7 a 9.

Per la decima e la undicesima sessione di misura le stazioni di monitoraggio sono state riportate una nei punti di misura rispettivamente 3 e 4 per il monitoraggio continuativo del traffico d'esercizio.

I risultati del monitoraggio dovranno essere confrontati con le normative specialistiche di riferimento quali, ad esempio, le UNI 9916 con le DIN 4150-3 e relativamente a "disagio alle persone" le UNI 9614

5.3.2 Risultati ottenuti dal monitoraggio

In una prima fase di analisi sperimentale si possono fornire alcune prime indicazioni:

- le velocità di picco registrate sia al livello del piano stradale, sia in corrispondenza dei solai dei piani superiori raggiungono il valore massimo di 0.7 – 0.9 mm/sec ai piani superiori dove risultano sempre maggiori;
- il fenomeno vibratorio trasmesso agli edifici circostanti pur non essendo eccessivo come ampiezza è sicuramente preoccupante come frequenza, mediamente ogni 10 ore si registrano più di 300 "eventi"
- le frequenze proprie degli edifici in muratura posti a margine della strada sembrano assestarsi su frequenze comprese tra i 20 ed i 30 Hz.

5.4 Analisi di una pavimentazione con "materasso smorzante in aggregato di poliuretano

In seguito ad un'analisi della sovrastruttura esistente e ad una valutazione delle vibrazioni indotte sugli edifici adiacenti al piano viabile, è stato effettuato il dimensionamento della sovrastruttura della SS 21 nel centro storico di Demonte.

In particolare, si è trattato di progettare una pavimentazione specifica per aree urbane poste all'interno di centri storici e destinate a traffico intenso, che abbia come prestazione primaria lo smorzamento delle vibrazioni prodotte dal traffico, particolarmente dannose per gli edifici a carattere storico.

In linea di principio il metodo di progetto di una sovrastruttura stradale non differisce sostanzialmente da quello di una qualsiasi altra struttura dell'Ingegneria Civile: note le caratteristiche meccaniche dei materiali da impiegare ed i carichi trasmessi dai veicoli, si tratta di dimensionare lo spessore dei vari strati in modo da contenere entro limiti prefissati i danni che tali carichi impongono.

Purtroppo nel caso delle sovrastrutture stradali il problema diventa estremamente complesso a causa delle caratteristiche dei materiali che variano in relazione alle situazioni ambientali ed in relazione allo stato tensionale indotto dai carichi. Inoltre i materiali, per effetto delle ripetute sollecitazioni e deformazioni prodotte dal passaggio dei veicoli, subiscono una progressiva alterazione da cui deriva una perdita delle caratteristiche di integrità e quindi di resistenza meccanica. Conseguentemente diventa quindi inevitabile associare ad ogni sovrastruttura sottoposta ad un certo traffico il concetto di "*vita utile*", intendendosi per vita utile quel periodo di tempo entro il quale la sovrastruttura non necessita di interventi straordinari.

Occorre quindi, per un corretto dimensionamento, fissare l'arco temporale di vita utile, determinare in tale arco temporale il numero di ripetizioni di carico ed infine verificare, mediante l'utilizzo di appropriate leggi di fatica, che i materiali resistano. In questa logica la sovrastruttura deve primariamente garantire modesta deformabilità e quindi elevata portanza per evitare che l'accumularsi del "danno da fatica", cioè la progressiva modificazione delle caratteristiche meccaniche degli strati, riduca eccessivamente la vita utile e richieda troppo frequenti interventi di manutenzione.

Alle problematiche "strutturali" fin qui evidenziate occorre aggiungere tutte le problematiche ambientali connesse agli effetti indesiderati prodotti dai veicoli transitanti su strada.

I rapporti tra ambiente, strada e materiali stradali sono numerosi, complessi e di stringente attualità. Occorre inoltre considerare che i materiali stradali negli ultimi anni hanno subito una notevole evoluzione per fare fronte alle sempre maggiori richieste di prestazioni, a ciò si sono aggiunte le istanze derivanti dalle nuove e più moderne procedure di "*progettazione integrata*" (vedi paragrafo 5.3) delle infrastrutture viarie.

Oggetto del presente capitolo è, quindi, la valutazione delle esigenze progettuali a cui fa seguito il dimensionamento della sovrastruttura ottimale; per questo viene scelta una pavimentazione di tipo semirigido caratterizzata da un interstrato con “materasso smorzante” in aggregato di poliuretano. Compito del materassino antivibrante sarà provvedere allo smorzamento delle vibrazioni trasmesse attraverso la pavimentazione e limitare alla “sorgente” la nascita delle stesse, attraverso una idonea progettazione, con particolare riferimento agli effetti prodotti dalla presenza del materasso all’interno della sovrastruttura nel suo complesso.

5.5 Esigenze progettuali

La sovrastruttura stradale della SS N°21 posta nell’abitato di Demonte deve assolvere alle seguenti esigenze progettuali:

- a. Garantire la stabilità strutturale durante l'intera vita utile dell'infrastruttura valutata in 20 anni.
- b. Assicurare caratteristiche funzionali accettabili in qualsiasi condizione meteorologica sia sotto l'aspetto dell'aderenza e quindi della sicurezza della circolazione, sia sotto l'aspetto della regolarità del piano viabile e quindi del comfort di moto.
- c. Intervenire con profondità modeste nella situazione esistente al fine di interferire il meno possibile con i sottoservizi attualmente in opera.
- d. Organizzare la sovrastruttura stradale con i dispositivi necessari al fine di limitare, ed anche annullare, le vibrazioni indotte dai veicoli circolanti negli edifici limitrofi.
- e. Armonizzare le operazioni di costruzione al fine di snellire la cantierizzazione in modo che i disagi alla circolazione, durante lo svolgimento dei lavori, siano i minori possibili.
- f. Assicurare la possibilità di ispezione ai sottoservizi che rimangono sotto la nuova sovrastruttura.

In merito al punto a), chiaramente lo stato di sollecitazione sotto carico deve essere contenuto nei limiti accettabili in relazione alle caratteristiche dei materiali. Il calcolo deve essere condotto considerando anche le leggi di fatica al fine di valutare la ripetitività dei carichi fino alla fine della vita utile.

Per quanto riguarda le caratteristiche funzionali della pavimentazione espresse al punto b), si deve porre particolare attenzione allo strato più superficiale, quello di usura. Tale strato è previsto in conglomerato bituminoso e quindi si dovrà controllare la tessitura affinché l'aderenza sia assicurata con qualsiasi condizione meteorologica. In merito alla

regolarità essa coinvolge l'aspetto strutturale di cui si è detto precedentemente interessando sia la sovrastruttura che il sottofondo.

Al fine di intervenire con profondità modeste, come espresso al punto c), per non interferire con i sottoservizi, occorre che la sovrastruttura di nuova costruzione sia costituita da strati rigidi e resistenti. Si ritiene quindi che sia necessario utilizzare strati legati a cemento.

Il problema della limitazione delle vibrazioni, o anche del loro annullamento, di cui si è fatto cenno al punto d), riveste una particolare rilevanza in un centro come Demonte dove la strada statale è particolarmente stretta e gli edifici, in particolare nel centro storico, sono antichi. Infatti le vibrazioni sono lesive degli assetti strutturali degli edifici e compromettono la qualità della vita degli abitanti. Per contenere le dimensioni di questo problema occorre agire su due fronti. Il primo, e certamente di gran lunga il più importante, è quello di isolare la sovrastruttura avvolgendola in materiali idonei in modo che le vibrazioni si smorzino al suo interno e non si propaghino all'esterno. Il secondo è quello di utilizzare materiali poco rigidi e quindi caratterizzati da modesta resistenza meccanica. Chiaramente l'utilizzo di questa soluzione contrasta con la necessità di limitare gli spessori per non incidere troppo in profondità.

In merito alle operazioni di costruzione e quindi allo snellimento della cantierizzazione, di cui si è detto al punto e), la costruzione della sovrastruttura deve necessitare di un numero modesto di operazioni. Quindi deve essere limitato il numero degli strati e la posa degli stessi deve avvenire con procedimenti rapidi altamente meccanizzati mediante un processo sequenziale che non richiede tempi di attesa.

Infine per quanto riguarda la possibilità di ispezione dei sottoservizi, di cui si è detto al punto f), occorre che i materiali che si pongono in opera siano facilmente aggredibili e facilmente ripristinabili.

5.6 Soluzione progettuale ottimale

Per la scelta della soluzione tipologica migliore si sono messe a confronto le soluzioni progettuali costituite da una sovrastruttura semirigida con le possibili alternative di sovrastruttura rigida e sovrastruttura flessibile. Il confronto ha nettamente fatto preferire una *s sovrastruttura semirigida* in quanto essa presenta i seguenti vantaggi:

- Strutturalmente si pongono in opera materiali ormai a lungo testati che, se correttamente dimensionati negli spessori, offrono piene garanzie per l'intero arco di vita utile.
- Il conglomerato bituminoso di usura permette una buona aderenza e quindi una certa sicurezza della circolazione. La regolarità del piano viabile, e quindi il comfort di moto, deriva dalla stabilità strutturale del misto cementato e del sottofondo. Quindi le caratteristiche funzionali sono entrambe garantite.
- Si tratta di una sovrastruttura semirigida e quindi le vibrazioni dovute ai carichi non sono eccessive, e pertanto contenute risultano le strutture isolanti.
- La cantierizzazione comporta diverse fasi, ma non ci sono tempi di attesa.
- Il misto cementato non è eccessivamente sensibile alle condizioni meteorologiche durante le fasi di presa e stagionatura.
- Non c'è la posa di armature metalliche.
- Agibile risulta la demolizione ed il rifacimento nel caso si debba intervenire su sottoservizi posizionati sotto la sovrastruttura.
- Trattandosi di una sovrastruttura semirigida, essa bene si adatta a zone poco uniformi del sottofondo.
- Il misto cementato garantisce una graduale ed uniforme distribuzione dei carichi prodotti dai veicoli pesanti transitanti sul piano viabile e per le profondità di progetto si ottengono alla base della fondazione tensioni compatibili con le tensioni ottimali di "funzionamento" del materassino anti-vibrazioni.

Questa soluzione progettuale presenta lo svantaggio di avere un maggiore spessore totale rispetto alla soluzione di sovrastruttura rigida ma una notevole riduzione degli spessori rispetto alla soluzione di sovrastruttura flessibile.

Inoltre, considerando conglomerati confezionati con bitumi modificati e non utilizzando materiali non legati come gli stabilizzati granulometrici di fondazione, gli spessori possono ancora essere ridotti in modo che nella costruzione non vengano interessati i sottoservizi sottostanti.

Contro questo svantaggio che, come si è detto, può essere ridotto, si contrappongono gli elevati svantaggi della soluzione progettuale di *s sovrastruttura rigida* che così possono essere evidenziati:

- Si tratta di una sovrastruttura rigida ed in quanto tale trasmette notevoli vibrazioni che devono essere smorzate con forti strutture isolanti.
- Le operazioni di cantierizzazione sono abbastanza complesse ed esigono tempi di attesa. Infatti la lastra comporta la costruzione di giunti di contrazione, di dilatazione e di costruzione. La formazione dei giunti di contrazione deve avvenire quando il cls è in parte indurito. I giunti di dilatazione e di costruzione devono essere bene eseguiti per non comprometterne la funzionalità. In merito ai tempi di attesa è chiaro che essi devono essere rispettati al fine di permettere le fasi di presa e indurimento del cls al fine di non compromettere i risultati di resistenza meccanica.
- Si opera col cls che è un materiale sensibile alle condizioni meteorologiche durante la fase di presa e stagionatura. Quindi occorrono tutte le precauzioni e gli accorgimenti necessari affinché queste fasi si sviluppino in condizioni ottimali.
- La possibilità di intervento sui sottoservizi che stanno sotto la lastra di cls comporta la demolizione di una parte di lastra ed il suo rifacimento. Con le nuove tecnologie sull'uso dei calcestruzzi queste operazioni sono possibili. Tuttavia si tratta di lavori dagli esiti incerti.

Anche la soluzione progettuale di tipo *flessibile* presenta degli svantaggi che possono essere evidenziati:

- Le strutture isolanti (materassini antivibranti) devono essere posizionati ad una elevata profondità perché su di essi gravi una pressione accettabile in termini di deformazione massima residua e di tensione di lavoro ottimale in funzione della rigidità dinamica del materassino stesso.
- La scelta della pavimentazione flessibile comporterebbe un incremento notevole degli spessori complessivi e degli spessori degli strati legati a bitume con il conseguente problema di aggravio dei costi complessivi dell'intervento e di una possibile interazione con i sottoservizi presenti al di sotto della strada.
- La pavimentazione interamente legata a bitume è più facilmente soggetta ai problemi di fessurazione ed ormaimento.
- Il conglomerato bituminoso per garantire un buon risultato finale deve essere steso a caldo e le temperature di stesa elevate non sono compatibili con la tipologia e la qualità dei materiali utilizzati per il materassino anti-vibrante, il quale, per poter a sua volta operare al meglio, non può essere posizionato ad una profondità eccessiva rispetto al piano viabile sotto uno strato di fondazione di stabilizzato granulometrico di notevole spessore.

Si è quindi considerata la seguente sovrastruttura di tipo semi-rigido, dimensionata per elevati volumi di traffico pesante; essa comprende infatti dal basso verso l'alto, i seguenti strati (Figura 5.1):

- fondazione (I^a) in misto granulare stabilizzato (s=0.30 m);
- fondazione (II^a) in misto cementato (s=0.25 m);
- base in conglomerato bituminoso modificato (s=0.15 m);
- collegamento in conglomerato bituminoso modificato (s=0.07 m);
- usura in conglomerato bituminoso modificato (s=0.03 m).

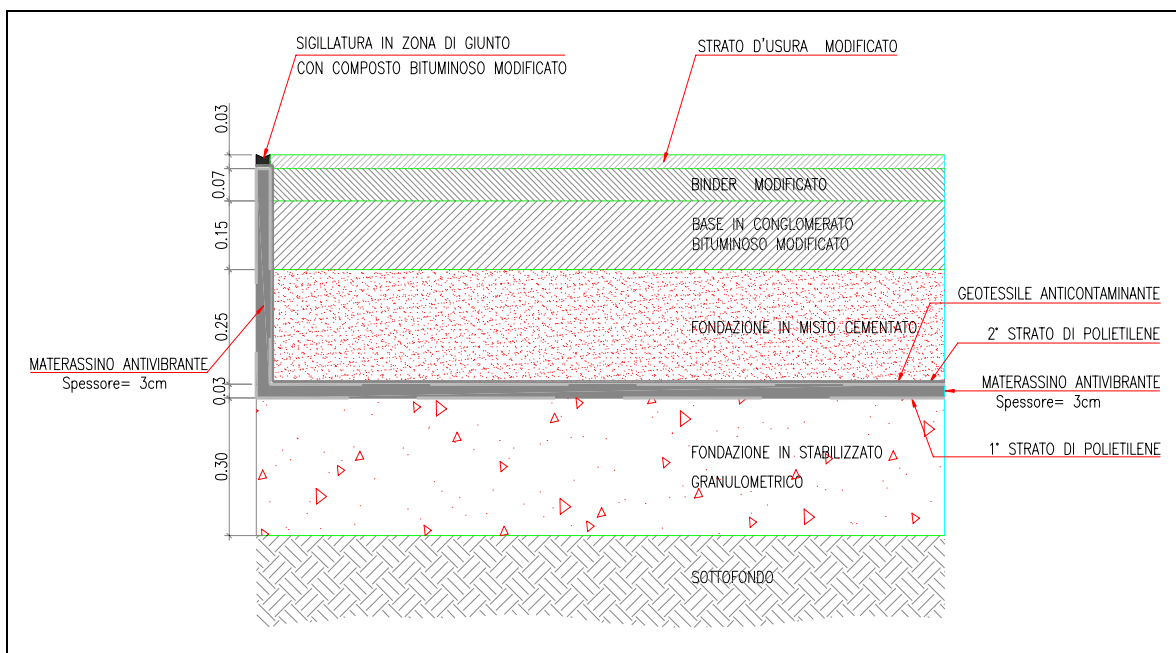


Fig. 5.10: Sovrastruttura di progetto

Tra lo strato di fondazione in stabilizzato granulometrico e lo strato di fondazione in misto cementato è posizionato un materassino "anti-vibrante" dello spessore di 30 mm.

In questo modo si è cercato di rispondere alle esigenze progettuali ottimizzando l'utilizzo di materiali "smorzanti" innovativi e sfruttando la notevole evoluzione che i materiali stradali hanno subito negli ultimi anni per fare fronte alle sempre maggiori richieste di prestazioni.

Per giungere ad una "progettazione integrata" della sovrastruttura che rispondesse alle esigenze di resistenza strutturale e di attenuazione e mitigazione delle vibrazioni da traffico si sono analizzati i due diversi campi di studio e ricerca che intercorrono fra materiali stradali e tutela dell'ambiente: il primo fa riferimento alla "micro-scala" tipica dell'ambiente attraversato dall'infrastruttura viaria e più in generale alla eco-compatibilità del moto ed alle caratteristiche funzionali delle pavimentazioni, il secondo invece, si riferisce in scala più ampia (macro-scala) direttamente all'impatto sull'ambiente e sulle risorse disponibili della costruzione, gestione e manutenzione della pavimentazione stradale da prevedere, valutare e minimizzare in fase progettuale.

Al livello di "micro-scala" non si hanno impatti in assenza di traffico, la eco-compatibilità del moto è infatti direttamente collegata alla presenza sulla strada dei veicoli. A livello di "macro-scala" invece gli impatti dei materiali stradali sull'ambiente prescindono dalla presenza di traffico.

La sovrastruttura di progetto permette a livello di "micro-scala":

- di garantire una adeguata regolarità del piano viabile riducendo direttamente alla fonte la nascita delle vibrazioni;
- di fornire una risposta adeguata in termini di sicurezza di marcia per le buone caratteristiche di aderenza sempre connesse all'utilizzo di conglomerati bituminosi per tappeti superficiali;
- di permettere una buona resistenza strutturale lungo tutto l'arco della vita utile;
- di mitigare le vibrazioni trasmesse dalla sovrastruttura verso le fondazioni degli edifici adiacenti.

Essa altresì a livello di "macro-scala":

- garantisce una adeguata vita utile della pavimentazione (anche per l'elevato traffico di progetto) minimizzando gli interventi di manutenzione e riducendo i costi complessivi della sovrastruttura se valutati nell'arco della sua vita utile;
- diminuisce la richiesta di materie prime pregiate e di inerti di qualità riducendo gli spessori complessivi impiegati grazie all'utilizzo di leganti idraulici per gli strati di fondazione e di leganti modificati per i conglomerati bituminosi;
- risponde in maniera sinergica alle esigenze connesse alla salvaguardia dell'ambiente ed al riciclo dei materiali di scarto utilizzando materassi smorzanti interamente composti da materiale riciclato per problemi legati alla eco-compatibilità del moto, alle caratteristiche funzionali delle pavimentazioni ed al meccanismo di generazione delle vibrazioni.
- permette un riciclo completo dei materiali impiegati al termine della vita utile della sovrastruttura.

La tipologia di sovrastruttura scelta, in base alle caratteristiche sopra descritte, verrà verificata per le caratteristiche del terreno di sottofondo in relazione ai risultati delle indagini geognostiche effettuate.

5.7 Proprietà dei materiali utilizzati

Definiamo ora, per ciascun tipo di materiale utilizzato i parametri necessari per poi effettuare il calcolo della sovrastruttura ed, in particolare, la verifica a fatica; tali parametri sono:

- massima resistenza a trazione;
- deformazione unitaria alla rottura per trazione, per un numero N di applicazioni di carico (ϵ_N);
- sollecitazione di trazione per flessione ammissibile (σ_a);

- sollecitazione a rottura (σ_r);
- sollecitazione che provoca rottura dopo N cicli di carico (σ_N);
- modulo elastico (E);
- coefficiente di Poisson (ν)

5.7.1 Conglomerati bituminosi

Considerate le caratteristiche di traffico della strada in studio, si considera che i conglomerati bituminosi siano confezionati con bitume modificato.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si fa riferimento alle sperimentazioni effettuate presso il laboratorio del Dipartimento DISTART, Sezione STRADE, dell'Università di Bologna. Si ammettono i seguenti valori massimi di resistenza a trazione:

- c.b. di collegamento ed usura: 1,0 MPa
- c.b. di base : 0,8 MPa

Per la verifica a fatica si assume la legge di VERSTRAETEN adattata alla realtà italiana secondo la formulazione della Autostrade S.p.A. che tiene conto dei fenomeni di autoriparazione, dei tempi intercorrenti fra successive applicazioni di carico, e della variabilità delle traiettorie:

$$\varepsilon_N = 50 \cdot 10^{-4} \cdot N^{-0,234}$$

con ε_N deformazione unitaria alla rottura per trazione, per un numero di applicazioni di carico N.

Al fine comunque di avere una soddisfacente resistenza a fatica, le deformazioni unitarie di trazione devono essere:

$$\varepsilon_{rad} < 0,0003 = 300 \mu\mu$$

In merito ai moduli, la letteratura scientifica internazionale considera per i conglomerati bituminosi modificati valori molto elevati superiori a 10000 MPa. Per la pavimentazione della SS 21 nel centro di Demonte, considerate le temperature che si raggiungono nei mesi estivi, e per avere un evidente margine di sicurezza si assumono i seguenti moduli:

strato di usura e di collegamento E = 4500 MPa

strato di base E = 3500 MPa

In ogni caso si assume il seguente coefficiente di Poisson: $\nu = 0,35$

5.7.2 Misto cementato

Il misto cementato viene utilizzato per irrigidire la sovrastruttura al fine di aumentare la resistenza a fatica e per garantire una adeguata ed uniforme distribuzione dei carichi transitanti sulla pavimentazione fino alla profondità di installazione del materassino smorzante e sul sottofondo . Per quanto riguarda il modulo, utilizzando il modulo del materiale integro si otterrebbero sollecitazioni di trazione nel materiale superiori alla sua resistenza. Per cui, nella realtà, questi strati si fessurano. Per conoscere quindi lo stato tensionale e di deformazione è opportuno introdurre nel calcolo il modulo del materiale fessurato, cioè di quel materiale elastico ideale che ha la stessa deformabilità dello strato lesionato. Si assume quindi:

$$E = 1800 \text{ MPa}$$

Per quanto riguarda il coefficiente di Poisson si assume:

$$\nu = 0,25$$

La sollecitazione di trazione per flessione ammissibile è assunta pari all'85% della sollecitazione a rottura. Quindi con $\sigma_r = 0,35 \text{ MPa}$ si ottiene $\sigma_a = 0,2975 \text{ MPa}$.

Per il comportamento a fatica si assume la legge:

$$\sigma_N = \sigma_r (1 - H \cdot \log N)$$

con σ_N la sollecitazione che provoca la rottura dopo N applicazioni di carico, H un coefficiente compreso fra 0,03 e 0,05, σ_r la tensione di rottura a trazione = 0,35 MPa.

La progettazione della miscela deve individuare una percentuale ottimale di cemento al fine di avere una resistenza alla compressione, su provini CBR dopo 7 gg. di stagionatura, compresa tra 3,5 e 5,5 MPa. Infatti la resistenza a compressione non deve essere troppo modesta per evidenti motivi, ma non deve essere nemmeno troppo elevata affinché il materiale non diventi troppo rigido e quindi facilmente fessurabile.

La resistenza a trazione indiretta deve essere superiore a 0,35 MPa.

5.7.3 Strato di fondazione in stabilizzato granulometrico

In mancanza di sperimentazione appropriata la determinazione del modulo elastico dello strato di fondazione (E_f), qualora sia costituito da un aggregato stabilizzato granulometricamente, può essere attuata seguendo una via alternativa al metodo CBR. E'

infatti possibile esprimere il modulo in funzione dello spessore dello strato di fondazione e del modulo dello strato sottostante utilizzando l'espressione proposta da Dormon e Metcalf (1965) valida per strati di spessore compreso tra 150 ÷ 700 mm:

$$E_f = (0.206 \cdot h^{0.45}) \cdot E_s \quad \text{con } h \text{ espresso in mm}$$

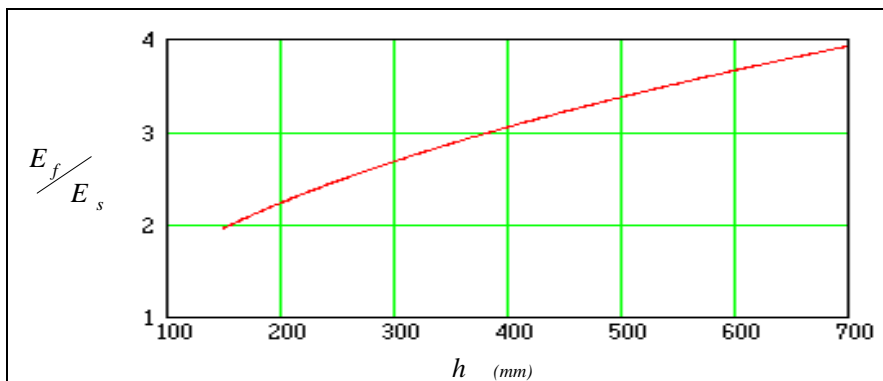


Fig. 5.11: Variazione del modulo della fondazione in funzione dello spessore

L'espressione precedente non è molto significativa per valori di E_s superiori a 200 N/mm².

Le tensioni devono essere sempre di compressione. Si ammette eventualmente una debole trazione pari a: $\sigma_{rad} < 0.030$ MPa ammettendo che tale sollecitazione venga assorbita dall'attrito lungo la superficie di separazione tra fondazione e strato sottostante.

Applicando l'espressione di Dormon e Metcalf risulta quindi:

$$E_f = 200 \text{ MPa} \quad \text{per } E_0 = 90 \text{ MPa (terreni di medie capacità portanti)}$$

Si assume per il modulo di Poisson : $\nu = 0,40$

5.7.4 Materasso smorzante sotto-fondazione

Il materasso smorzante sottofondazione dovrà essere posto in opera tra lo strato di fondazione in misto stabilizzato e lo strato di misto cementato, per ridurre l'intensità dell'eccitazione da vibrazioni meccaniche.

Requisiti tecnici

Tipo di elastomero: aggregato di poliuretano

Spessore elastomero: 30 mm

Densità: 180 Kg/mc

Requisiti prestazionali

Rigidezza quasi statica (UNI 10570): > 10 N/cmc

Rigidezza dinamica (UNI 10570): < 30 N/cmc

Prova carico permanente a 30 sec. dallo scarico (UNI 11059) ≤ 7%

Prova carico permanente a 24 ore dallo scarico (UNI 11059) ≤ 3%

Sulla base di queste caratteristiche tecniche si assume:

$$E_m = 0.2 \text{ MPa} \quad \nu = 0,45$$

5.7.5 Sottofondo

Per il modulo di deformazione (E_0) si possono assumere due possibili valori, così come indicato dal "Catalogo delle Pavimentazioni Stradali" (CNR – B.U. – Norme Tecniche – A. XXIX – N. 178, 15-9-1995):

$E_0 = 150 \text{ MPa}$ (terreni di ottime capacità portanti)

$E_0 = 90 \text{ MPa}$ (terreni di medie capacità portanti)

Dalle indagini effettuate si può assumere cautelativamente un modulo del sottofondo pari a:

$E_0 = 90 \text{ Mpa}$

In ogni caso si assume il seguente modulo di Poisson:

$$\nu = 0,45$$

Per quanto riguarda la legge di fatica, affinché sia evitata la formazione di ormaie, la massima sollecitazione verticale σ_z è legata al numero N di ripetizioni di carico ed al modulo E_0 dalla relazione di Kerhoven e Dormon di verifica a fatica:

$$\sigma_z = \frac{0,006 \cdot E_0}{1 + 0.7 \cdot \log N}$$

Deve essere σ_z minore di 0,093 MPa per $E_0 = 90$ MPa.

Si deve anche verificare che la massima deformazione verticale ϵ_z sia inferiore a $0.0005 = 500 \mu\mu$.

Inoltre anche se gli strati non legati risentono meno del danneggiamento da fatica è possibile valutare il numero di ripetizioni di carico possibili nel sottofondo mediante le relazioni sperimentali seguenti riportate nel manuale Shell:

$$\epsilon_{zz}(85\%) = 0.021 \cdot N^{-0.25}$$

$$\epsilon_{zz}(95\%) = 0.018 \cdot N^{-0.25}$$

dove ϵ_{zz} rappresenta la deformazione specifica verticale alla sommità del sottofondo ed i valori in parentesi indicano il percentile ottenibile nella valutazione dei parametri di traffico o di deformazione.

5.8_Carichi sulla pavimentazione, tipo di traffico e deflessioni ammissibili

L'analisi dei carichi di una pavimentazione richiede la conoscenza del numero e del tipo di veicoli che interesseranno la sovrastruttura durante la sua vita utile. È quindi importante conoscere il carico trasmesso dagli assi dei veicoli pesanti sulla sovrastruttura ed anche la frequenza degli stessi durante il servizio.

Per quanto riguarda i carichi il Nuovo Codice della Strada limita gli assi singoli al carico di 120 kN. Tuttavia considerato che:

- spesso i veicoli pesanti sono sovraccaricati,
- gli enti gestori delle strade hanno facoltà di deroga,
- i veicoli pesanti viaggiano a notevole velocità e quindi inducono effetti dinamici, si è ritenuto opportuno fare riferimento all'asse da 130 kN.

A questo proposito si nota che lo scarto di 10 kN sul carico per asse comporta notevole aggravio delle sollecitazioni sulla sovrastruttura; in definitiva i valori utilizzati nei calcoli per l'asse standard sono i seguenti:

- a) Carico asse (P) = 130 kN
- b) Carico sulla singola coppia di ruote gemellate = 65 kN
- c) Carico su ogni ruota = 32.5 kN
- d) Pressione di gonfiaggio (p) = 0.756 MPa

Per quanto riguarda il numero di assi equivalenti cumulati durante l'arco temporale di vita utile assunto pari a 20 anni, si fanno le seguenti considerazioni.

Si considera nelle due direzioni di marcia, il transito di due veicoli pesanti ogni minuto nelle 14 ore diurne ed il transito di un veicolo pesante ogni 2 minuti nelle 10 ore notturne.

Totale veicoli al giorno: $120 \times 14 + 30 \times 10 = 1.980$

Totale veicoli all'anno: $1.980 \times 365 = 722.700$

Totale veicoli nella vita utile: $722.700 \times 20 = 14.454.000$

Totale assi equivalenti da 130 kN durante la vita utile:

$14.454.000 \times 0.5 = 7.227.000$, in cifra tonda 7.300.000

Per quanto riguarda le deflessioni ammissibili sulla sovrastruttura, si fa riferimento alle esperienze svolte dal Dipartimento DISTART, sezione STRADE dell'Università di Bologna.

In pratica si è constatato che per strade molto trafficate, come sono le autostrade, la vita utile è sufficientemente lunga fino a quando le deflessioni in superficie, sotto l'asse da 130 kN sono dell'ordine di 0,50 mm.

Si può anche fare riferimento alla teoria di JEUFFROY che mette in relazione la deformazione massima della sovrastruttura "f" con il traffico medio giornaliero pesante TGMP:

$$f = 0,155 - 0,026 \log TGMP$$

per $f = 0,50$ mm, risulta $TGMP = 10.926$ veicoli commerciali al giorno, che corrispondono ad un traffico molto elevato.

Infine si osserva che, secondo IVANOV, con $f = 0,50$ mm con $p = 700$ kPa e $P = 130$ kN, si ottiene:

E : modulo equivalente della sovrastruttura = 481,6 MPa che rappresenta il modulo caratteristico di strade ad elevato traffico.

5.9 Calcolo della sovrastruttura

Il metodo di calcolo della sovrastruttura che più modernamente viene utilizzato è quello "razionale". Esso segue nelle sue grandi linee la logica impiegata nel progetto delle altre opere dell'Ingegneria Civile.

Si disegna la sovrastruttura caratterizzata dal numero, dallo spessore degli strati e dai materiali per ciascuno di questi impiegati; si esegue l'analisi dello stato tensionale e di deformazione prodotto negli strati e nel sottofondo dai carichi di traffico; si verifica che le tensioni e le deformazioni così calcolate non diano luogo ad alterazioni della sovrastruttura incompatibili con la sua funzionalità e sicurezza. Nel caso in cui tali alterazioni siano inaccettabili, si ridisegna la sovrastruttura e si ripete il procedimento.

Le alterazioni che interessano nel caso delle sovrastrutture flessibili e semirigide sono le fessurazioni da fatica e le ormaie. Il problema delle ormaie può considerarsi risolto qualora in superficie si utilizzino conglomerati bituminosi confezionati con bitumi modificati e con inerti contenenti una buona percentuale di frantumato e caratterizzati da appropriata curva granulometrica. Le fessurazioni da fatica sono controllate mediante il calcolo tensionale e deformativo con il riferimento delle leggi di fatica dei materiali.

Per il calcolo della sovrastruttura in esame è stato utilizzato il metodo razionale BISAR secondo il programma elaborato dal KONINKLIJKE SHELL LABORATORIUM che consente di determinare lo stato di tensione e di deformazione in ogni punto della sovrastruttura e del sottofondo per qualsiasi condizione di carico.

Nell'ipotesi di omogeneità, isotropia ed elasticità lineare di ogni strato, la pavimentazione è schematizzata come una serie di strati orizzontali sovrapposti, indefiniti in pianta e di spessore costante. Ogni strato è caratterizzato dal modulo di elasticità (E) e dal coefficiente di Poisson (ν).

Gli strati sono appoggiati sul sottofondo schematizzato come un semispazio indefinito, anche esso omogeneo, elastico, isotropo. Si considera che lungo il piano di separazione fra due strati vi sia completa solidarietà per cui non esiste uno scorrimento relativo.

Si assumono per i carichi di traffico agenti sulla pavimentazione solo quelli verticali trasmessi dalle ruote dei veicoli, che si ritengono uniformemente distribuiti su superfici circolari equivalenti, con pressione pari a quella di gonfiaggio dei pneumatici; non si considerano le azioni tangenziali che si esplicano nelle fasi inerziali.

Sono stati presi in considerazione i 18 punti significativi indicati in figura 5.12.

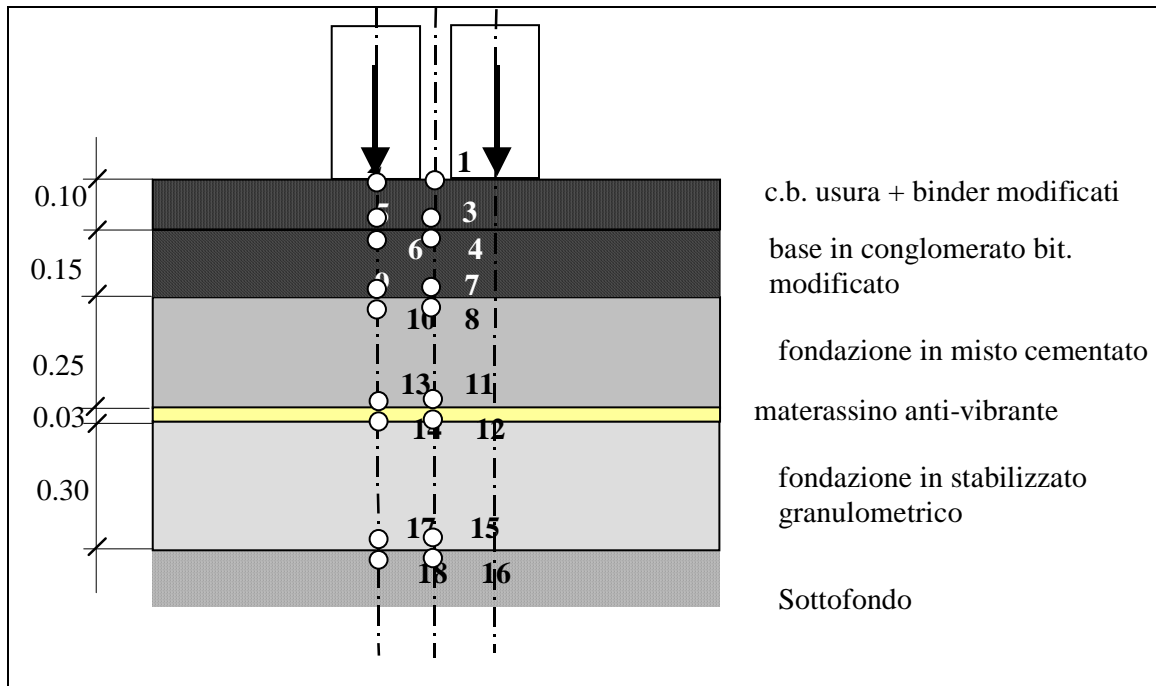


Fig. 5.12: Punti di monitoraggio per il calcolo della sovrastruttura

La sovrastruttura è strutturata come indicato in tabella 5.10 (E = modulo, ν = coefficiente di Poisson, s = spessore).

Tab. 5.1: Proprietà della sovrastruttura

Strato n.	Materiale	s (mm)	E (MPa)	ν
1	Congl. bitum. modificato di usura e collegamento	100 (30 + 70)	4500	0.35
2	Congl. bitum. modificato di base	150	3500	0.35
3	Misto cementato	250	1800	0.25
4	Materassino smorzante	30	0.2	0.45
5	Fondazione in stabilizzato granulometrico	300	200	0.40
6	Sottofondo	-	90	0.45

5.9.1 Verifiche

1) La deflessione massima in superficie u_{zz} deve risultare < 0.50 mm

Risulta: $u_{zz} = 0.4668$ mm < 0.50 **la verifica è soddisfatta**

2) Nel conglomerato bituminoso superficiale di usura e collegamento ed in quello profondo di base le tensioni di trazione devono essere tali da non superare i seguenti valori:

c.b. di collegamento ed usura: 1,0 MPa

c.b. di base : 0,8 MPa

Risulta:

c.b. di collegamento ed usura = tutto lo strato è compresso **la verifica è soddisfatta**

c.b. di base = 0.194 MPa $< 0,8$ MPa **la verifica è soddisfatta**

3) Al fine di limitare la fessurazione nel misto cementato, la tensione radiale di trazione, nei confronti della tensione di rottura per trazione deve essere:

$$\sigma_{rad} \leq 0,85 \sigma_r$$

Considerando che la resistenza a trazione indiretta σ_r quale risulta dalla prova brasiliana sia superiore a 0,35 MPa, deve risultare:

$$\sigma_{rad} \leq 0,2975 \text{ MPa}$$

Risulta: $\sigma_{rad} = 0.26$ MPa $\leq 0,2975$ MPa **la verifica è soddisfatta**

4) Per evitare deformazioni plastiche di fondazione deve essere, alla sommità del sottofondo:

$$\sigma_{zz} < 500 \text{ kPa}$$

Risulta: $\sigma_{zz} = 31$ kPa < 500 kPa **la verifica è soddisfatta**

5.9.2 Verifiche a fatica

Occorre identificare la massima deformazione specifica orizzontale alla base dei conglomerati bituminosi ed inserirla nell'espressione $\varepsilon_N = A \cdot N^{-\alpha}$ che fornisce la vita utile in termini di Assi Standard Equivalenti (ESA), in forma analitica ciò viene espresso mediante la relazione:

$$\varepsilon_N = \max\{\varepsilon_{xx}^A, \varepsilon_{yy}^A, \varepsilon_{xx}^B, \varepsilon_{yy}^B\}$$

Essendo ε_N la deformazione specifica massima in direzione radiale ammessa per N cicli di carico, A la deformazione per N = 1 ($\cong 50 \cdot 10^4$) e α un coefficiente sperimentale compreso tra 0.20 e 0.25.

Si considera in seguito il valore suggerito dalla Società AUTOSTRADE : $\alpha = 0.234$.

Risulta: $\varepsilon_{xx,yy}$ (max per i c.b.) = 56 μm

e quindi N_{MAX} (per i c.b.) = 212.000.000 \gg 7.300.000 **la verifica è soddisfatta**

5) Nei conglomerati bituminosi al fine comunque di avere una soddisfacente resistenza a fatica, le deformazioni unitarie di trazione devono essere:

$$\varepsilon_{rad} < 0,0003 = 300 \mu\text{m}$$

Risulta: $\varepsilon_{xx,yy}$ (max per i c.b.) = 56 $\mu\text{m} \ll$ 300 μm

6) Essendo presente nel sistema multi-strato una base legata a cemento, si sono ricavate, per queste, delle leggi sperimentali del tipo:

$$\sigma_N = \sigma_R \cdot (1 - K \cdot \log N)$$

con K costante sperimentale che assume valori variabili tra 0.03 ÷ 0.05 e σ_R resistenza a rottura del materiale per carico singolo (N=1).

Assunto K = 0.03 risulta $\sigma_N = 0.2779$ MPa

Risulta: $\sigma_{rad} = 0.26 \text{ MPa} \leq 0,2779 \text{ MPa}$ **la verifica è soddisfatta**

7) Nel punto posizionato alla sommità del sottofondo, occorre verificare le

tensioni verticali σ_{zz} al fine di utilizzare l'espressione $\sigma = \frac{0,006 \cdot E_o}{1 + 0.7 \cdot \log N}$

Risulta $\sigma_{zz} = 0.006 \text{ MPa} \leq 0.093 \text{ MPa}$ **la verifica è soddisfatta**

8) Occorre infine controllare anche le deformazioni specifiche verticali al fine di utilizzare le espressioni:

$$\varepsilon_{zz}(85\%) = 0.021 \cdot N^{-0.25}$$

$$\varepsilon_{zz}(95\%) = 0.018 \cdot N^{-0.25}$$

dove ε_{zz} rappresenta la deformazione specifica verticale alla sommità del sottofondo ed i valori percentuali in parentesi indicano il percentile ottenibile nella valutazione dei parametri di traffico o di deformazione.

Risulta: ε_{zz} (max per il sottofondo) = 30.73 ‰

e quindi N_{MAX} (per il sottofondo) = 117.717.000.000 >> 7.300.000 **la verifica è soddisfatta**

Tutte le 9 verifiche risultano soddisfatte e quindi la pavimentazione è verificata dal punto di vista strutturale.

5.10 Analisi numerica del fenomeno vibratorio

Nel presente capitolo verranno illustrati i risultati delle modellazioni numeriche realizzate allo scopo di definire le caratteristiche prestazionali di uno specifico interstrato in aggregato di poliuretano da posizionare tra la fondazione in stabilizzato granulometrico e quella in misto cementato della sovrastruttura stradale di progetto situata nel centro storico di Demonte.

Il comportamento antivibrante della sovrastruttura è stato valutato mediante l'utilizzo di un programma di calcolo alle differenze finite - Flac 3D, descritto nel sesto capitolo.

Innanzitutto è stato necessario mettere a punto il modello tridimensionale rappresentante il tratto di strada interessato dalla riqualificazione della pavimentazione

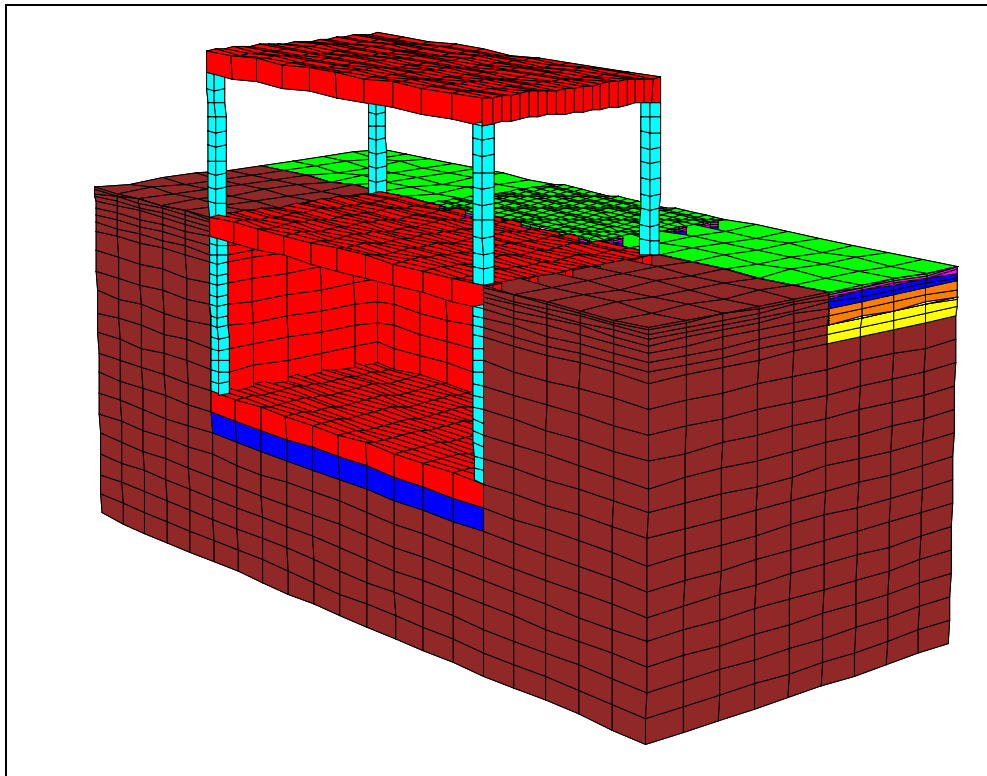
stradale con inserimento del “materassino smorzante”; lo stesso modello, opportunamente modificato, ha quindi permesso di determinare i valori delle accelerazioni e delle velocità nelle varie posizioni, sia per la sovrastruttura, sia per i diversi piani degli edifici adiacenti.

5.11 Modello di base

Il modello adottato riproduce una corsia, assunta di larghezza pari a 4 metri, della sovrastruttura in esame alla quale è stato affiancato un edificio, inizialmente ad un solo piano, di dimensioni 10 x 5 x 3 metri, al quale, in seguito, è stato aggiunto un secondo piano, fino ad un'altezza di 6 metri dal piano viabile ; tale modello è rappresentato in Figura 5.13.

Il modello che racchiude il terreno di sottofondo prevede griglie di 20 x 9 x 14 elementi, rispettivamente lungo l'asse x, y e z; il numero di elementi influisce direttamente sia sulla rapidità di soluzione del modello, sia sull'accuratezza dei risultati che si ottengono. Tuttavia nel caso di analisi dinamiche come quella in oggetto, le maglie devono avere dimensioni commisurate alla frequenza ed alla lunghezza d'onda dell'oscillazione immessa come input del sistema.

Poiché l'analisi non si prefigge solo di analizzare il modo di propagazione delle vibrazioni, ma anche di valutare l'efficacia di un intervento di attenuazione del fenomeno, quale l'introduzione del “materasso smorzante”, la dimensione delle maglie della griglia nelle vicinanze della sorgente di disturbo è stata opportunamente ridotta al fine di ottenere una maggiore accuratezza nella modellazione.



Legenda:











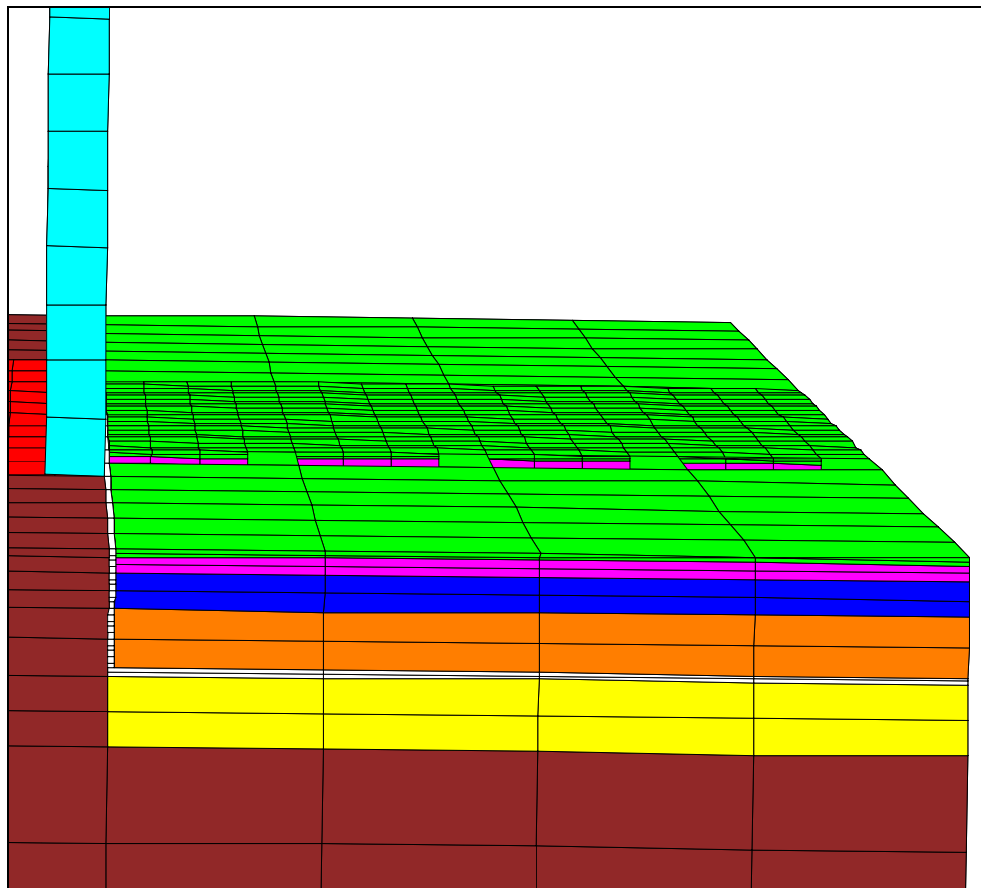
	Sottofondo		Materasso smorzante
	Fondazione edificio		Fondazione in misto cementato
	Solaio / Muri		Strato di base
	Pilastrini		Strato di collegamento - Binder
	Fondazione in stabilizzato granulometrico		Stato di usura

Fig.5.13: Modello di base

In particolare, il pacchetto stradale (Figura 5.14) è stato suddiviso in sei strati coincidenti con la fondazione in stabilizzato granulometrico di spessore 0.30 mt, il materassino antivibrante (0.03 mt), la fondazione in misto cementato (0.25 mt), lo strato di base (0.15 mt), di collegamento (0.07 mt) e lo strato di usura (0.03 mt), tutti in conglomerato bituminoso modificato. Il materassino smorzante, inoltre, è stato ripiegato lungo la superficie verticale di contatto tra il pacchetto stradale e la fondazione dell'edificio, in modo tale da attenuare ulteriormente il fenomeno vibratorio.



- Legenda:*
- | | |
|---|---|
|  Sottofondo |  Fondazione in misto cementato |
|  Fondazione in stabilizzato granulometrico |  Strato di base |
|  Materasso smorzante |  Strato di collegamento - Binder |
| |  Stato di usura |

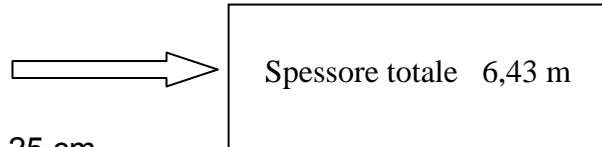
Fig. 5.14: Particolare della pavimentazione

Per quanto riguarda l'edificio, si è considerato un edificio inizialmente ad un solo piano ed in seguito a due, rispettivamente a 3 e 6 metri di altezza dal suolo ed un piano cantina posto a tre metri di profondità; quest'ultimo è stato considerato poiché durante il monitoraggio in sito sono stati posti accelerometri anche sulla parete delle cantine degli edifici in esame, oltre che sul primo piano. Sia le fondazioni che i solai sono stati rappresentati attraverso griglie raffittite nella direzione dell'asse y, cioè lungo la direzione di propagazione dell'onda di vibrazione, in modo tale, nuovamente, da ottenere risultati più accurati.

Spessori utilizzati

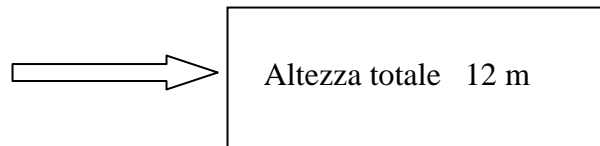
Sovrastruttura stradale:

- Usura : 3 cm
- Binder : 7 cm
- Base : 15 cm
- Fondazione in misto cementato : 25 cm
- Materasso smorzante: 3 cm
- Fondazione in stabilizzato granulometrico: 30 cm
- Sottofondo: 2,60 m



Edificio:

- Solaio 2° piano: 40 cm
- Pilastrini: 2,60 m
- Solaio 1° piano: 40 cm
- Pilastrini: 2,60 m
- Solaio piano terra: 40 cm
- Pilastrini / muro cantina: 2,60 m
- Fondazione: 40 cm
- Sottofondo: 2,60 m



Parametri utilizzati

Sovrastruttura stradale:

	<i>Usura</i>	<i>Binder</i>	<i>Base in cb.</i>	<i>Fond. in misto cem.</i>	<i>Materasso smorzante</i>	<i>Fond.in stab. gran.</i>	<i>Sottofondo</i>
<i>Densità [Kg/m³]</i>	2200	2000	1900	2000	180	1700	1700
<i>Coefficiente di Poisson ν</i>	0.35	0.35	0.35	0.35	0.01	0.35	0.35
<i>Modulo elastico E</i>	5000	3000	1500	9000	0.08	900	500

[MPa]							
-------	--	--	--	--	--	--	--

Edificio:

	Solai	Pilastrì	Muro	Fond.	Sottofondo
Densità [Kg/m ³]	2500	2500	2500	2500	1700
Coefficiente di Poisson ν	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
Modulo elastico E [Mpa]	30000	30000	30000	30000	500

Si è, in seguito, applicato al modello di base un carico dinamico con andamento sinusoidale in modo tale da simulare il passaggio di un veicolo pesante; tale carico è stato applicato su di un'area di 0,0625 mq, (stimata attraverso il calcolo dell'area di un brick della griglia = 0.25 x 0.25 metri e tenendo conto delle effettive dimensioni dell'area di impronta della ruota, pari a $(0.2075/2)^2 \times \pi = 0.03464$ mq), contenuta entro la zona del modello in cui la griglia era stata raffittita. In particolare si è considerato il carico di una ruota appartenente ad un asse costituito da due ruote gemelle (Figura 8.3); il carico gravante sull'area sopra detta è stato, quindi, assunto pari a 480000 Pa, tenendo conto del peso di 30 KN della singola ruota.

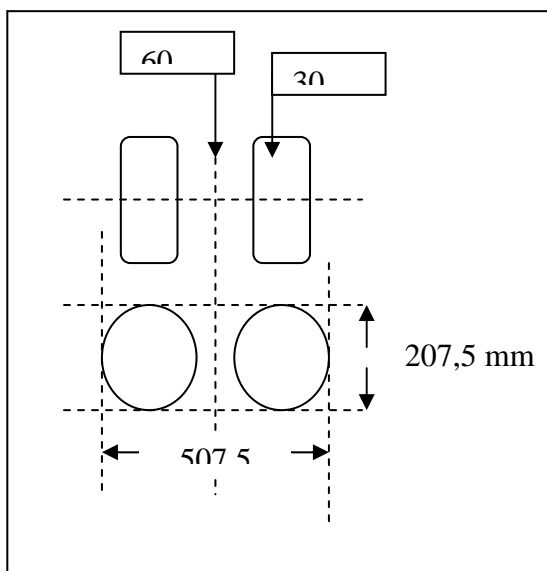


Fig. 5.15: Carico su ruote gemelle

5.12 Pavimentazione con variazione delle proprietà di sottofondo

Il modello di base descritto precedentemente è stato utilizzato per valutare l'andamento delle velocità e delle accelerazioni in presenza di sottofondo costituito prima da sabbia e poi da argilla. Si è proceduto innanzitutto modellando il sottofondo secondo Mohr e non utilizzando, quindi, più un modello elastico come precedentemente si era fatto; si sono, poi, introdotte le proprietà, di seguito riportate (Tabella 8.1), rispettivamente di sabbia e argilla.

Tab. 5.2: Proprietà di sabbia e argilla

	<i>Sabbia</i>	<i>Argilla</i>
<i>Coesione c [Kpa]</i>	1	30
<i>Angolo di attrito φ</i>	35°	5°
<i>Densità [Kg/m³]</i>	1700	1900
<i>Coefficiente di Poisson ν</i>	0.3	0.5
<i>Modulo elastico E [Mpa]</i>	34	14

I valori delle velocità così calcolate negli stessi punti considerati precedentemente, sono poi stati confrontati con quelli del modello base relativo alla pavimentazione con materasso smorzante e proprietà del sottofondo presente nel tratto di strada in esame; in particolare per ogni modello esaminato si è utilizzato un damping di 0.4 associato a tutto il modello ed un damping di 0.8 nella zona del materassino.

Si sono, quindi, ricavati gli andamenti delle velocità nel tempo (Figure 5.16, 5.17, 5.18) riportati in seguito e dai quali risulta evidente come il comportamento del sottofondo utilizzato nella modellazione in esame, rappresentante la pavimentazione di Demonte, sia simile a quello di un materiale sabbioso; risultati analoghi si ottengono considerando un damping di 0.8 esteso all'intero modello.

In aggiunta alle abbreviazioni precedentemente illustrate, nella legenda dei diagrammi sottostanti si trova:

- sott. argilla = con riferimento al modello con sottofondo in argilla;
- sott. sabbia = con riferimento al modello con sottofondo in sabbia.

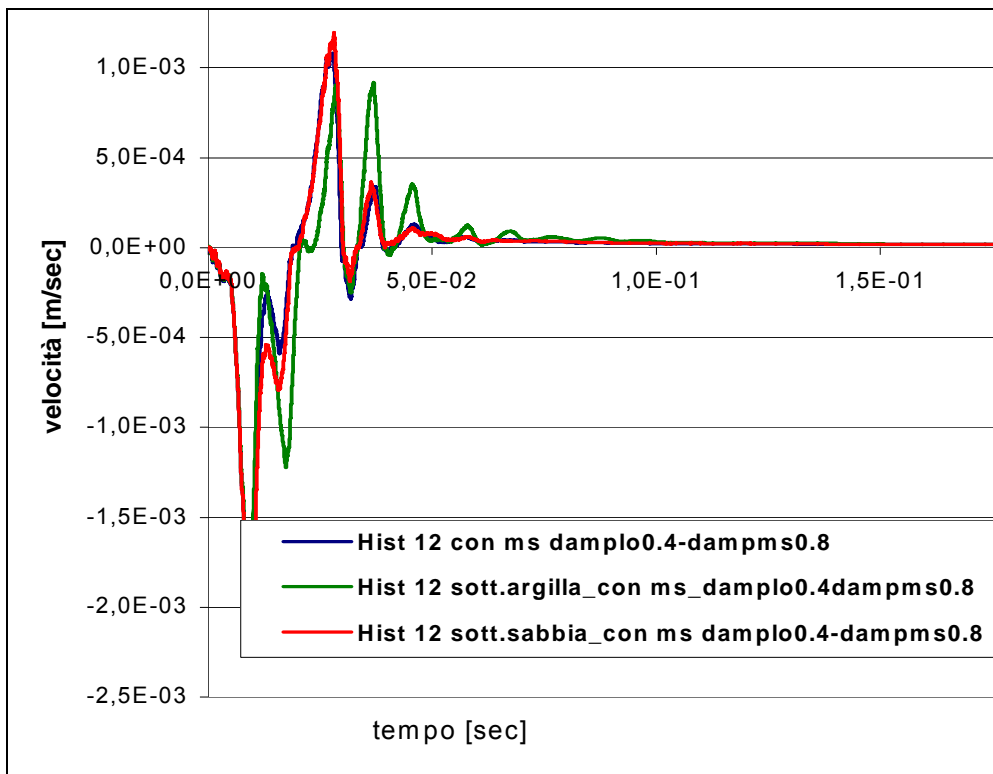


Fig. 5.16: History 12 nel punto di carico – modello con edificio ad un piano materasso smorzante, due damping, sottofondo Demonte/argilla/sabbia

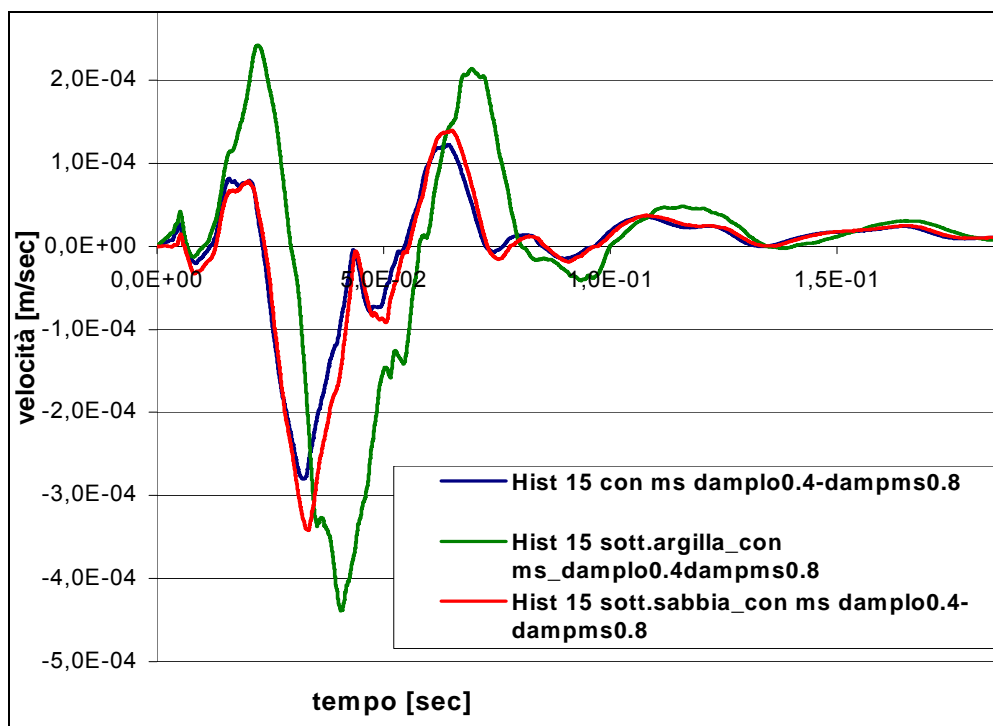


Fig. 5.17: History 15 al 1° piano – modello con materasso smorzante, due damping, sottofondo Demonte/argilla/sabbia

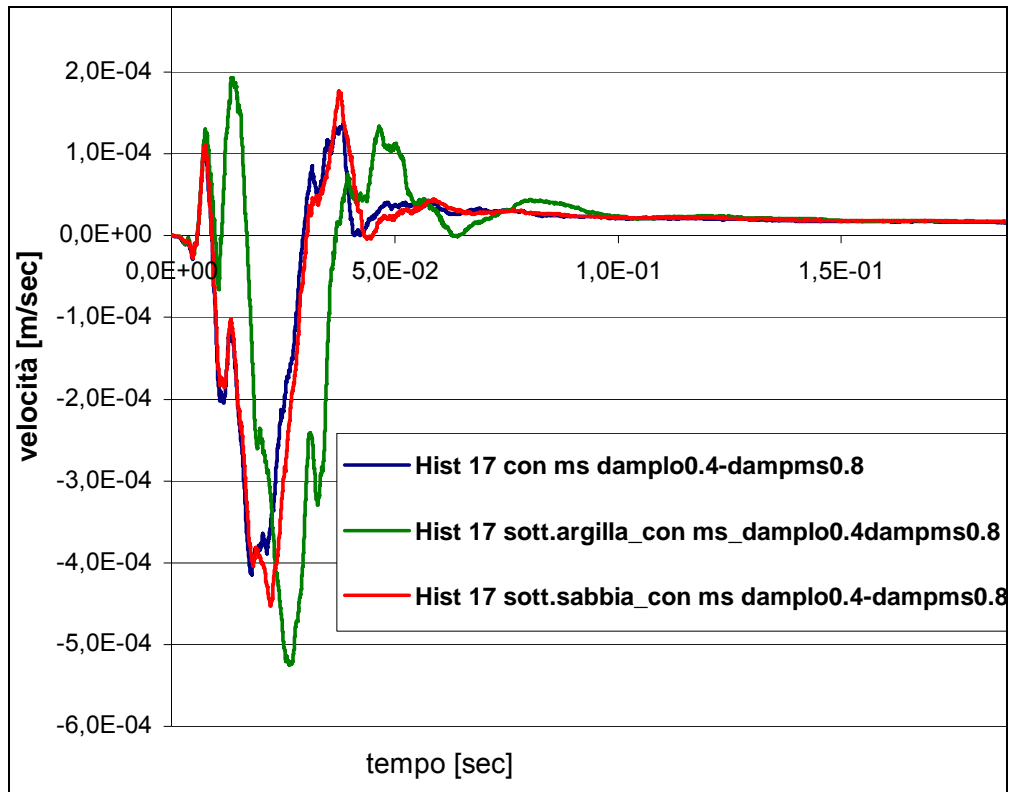
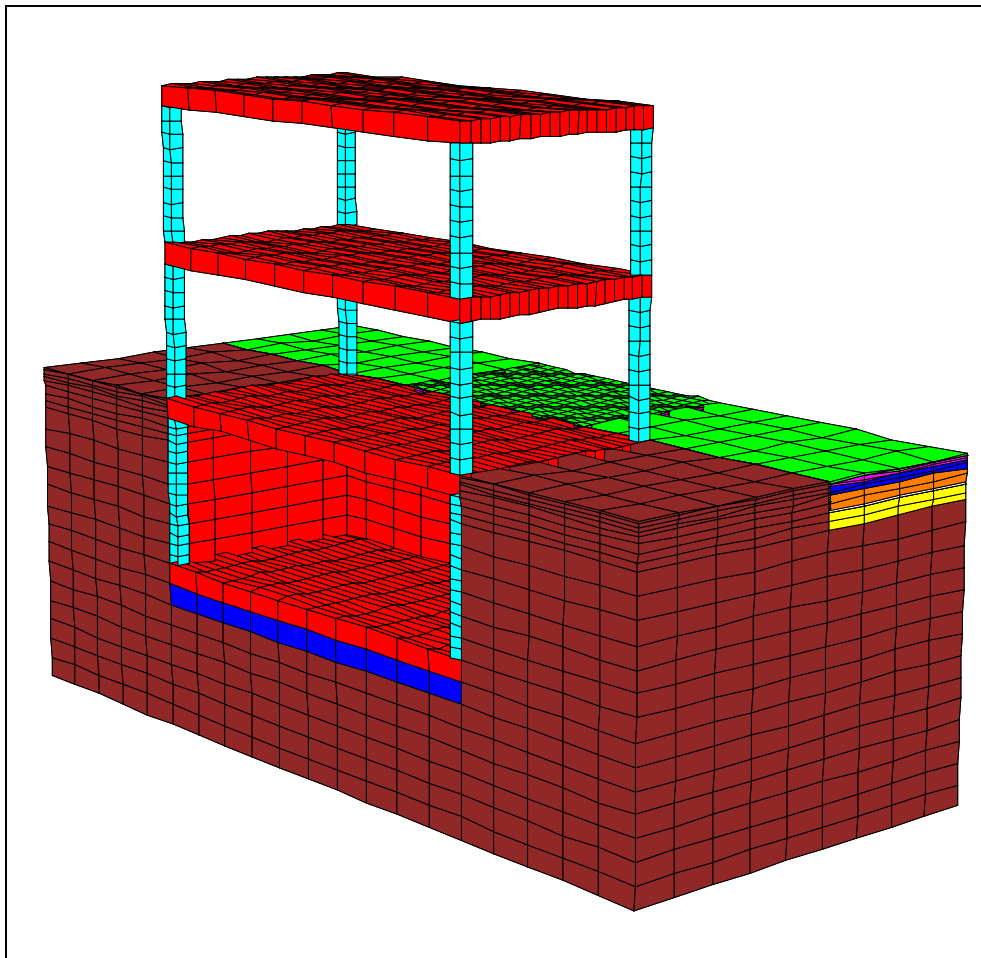


Fig. 5.18: History 17 muro cantina – modello con materasso smorzante, due damping, sottofondo Demonte/argilla/sabbia

5.13 Modello con edificio a due piani

Come detto in precedenza, all'edificio rappresentato nel modello di base, utilizzato per ricavare i grafici sopra riportati, è stato aggiunto un secondo piano (Figura 5.19) al fine di ricavare un andamento delle velocità più conforme alla reale situazione in Demonte.



Legenda:











 Sottofondo	 Materasso smorzante
 Fondazione edificio	 Fondazione in misto cementato
 Solaio / Muri	 Strato di base
 Pilastri	 Strato di collegamento - Binder
 Fondazione in stabilizzato granulometrico	 Stato di usura

Fig. 5.19: Modello con edificio a due piani

Per ricavare i diagrammi delle Time History nelle diverse posizioni si è proceduto come per il singolo solaio ed in particolare sono stati considerati i seguenti punti (Figura 5.20):

- History 14: sulla pavimentazione, nella zona di carico;
- History 15: sul solaio dell'edificio al piano terra, subito dopo il materasso smorzante;
- History 17 e 18: sul solaio al primo piano, rispettivamente a 0,1 e 4,9 metri dalla sovrastruttura stradale;
- History 19 e 21: sul muro della cantina, rispettivamente alla sommità ed alla base del muro a contatto con il sottofondo della pavimentazione;
- History 22 e 23: sul solaio al secondo piano, rispettivamente a 0,1 e 4,9 metri dalla sovrastruttura stradale.

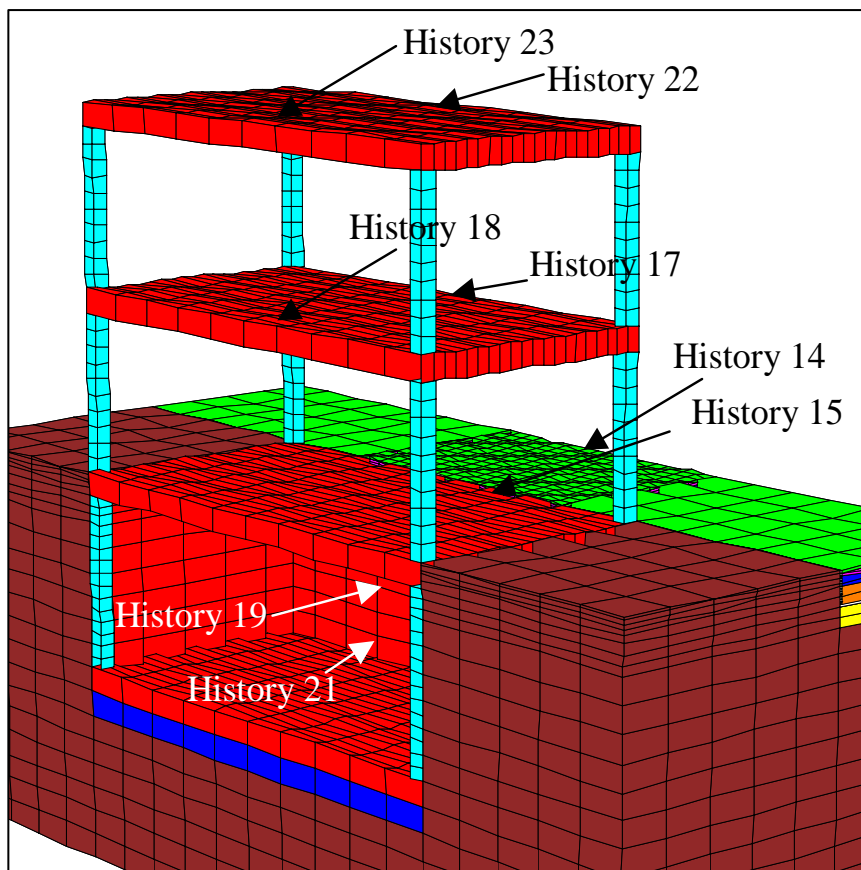


Fig. 5.20: Punti considerati durante il monitoraggio

5.14 Pavimentazione con e senza materasso smorzante e diversi valori di damping

Durante la fase di modellazione è stato necessario introdurre prima un damping pari a 0.4 esteso all'intero modello ed un damping di 0.8 alla sola zona in cui è presente il materasso smorzante ed, in seguito, un damping di 0.8 a tutto il modello.

Di seguito (Figura da 5.21 a 5.36) si riportano i diagrammi velocità – tempo nei diversi punti esaminati in modo tale da confrontare l'andamento delle velocità con due o un solo damping; quest'ultimo è stato, poi, confrontato con quelli relativi alla situazione in assenza di materasso smorzante.

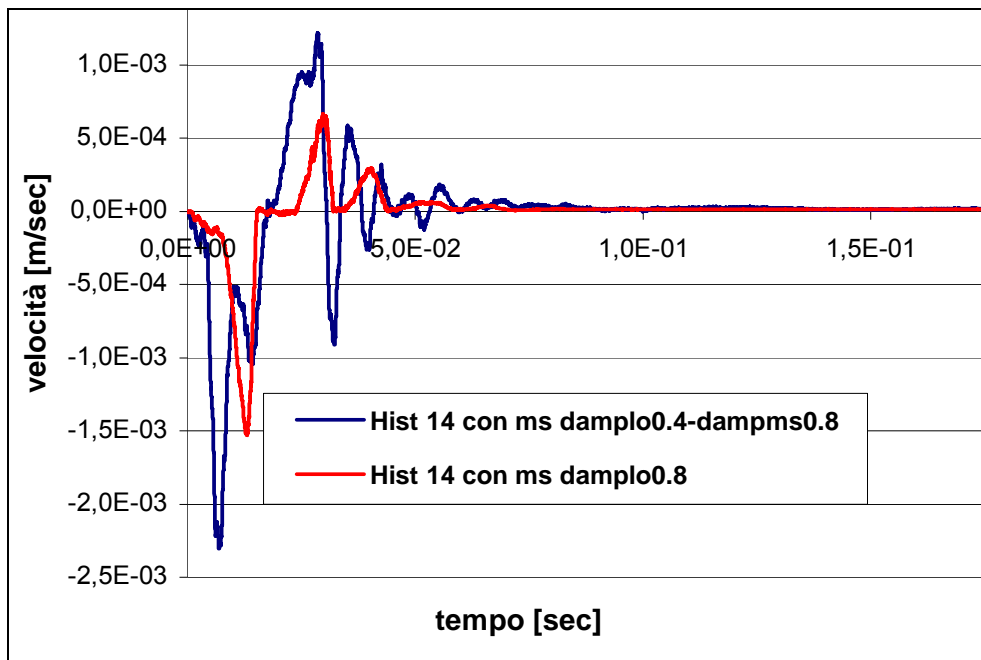


Fig. 5.21: History 14 nel punto di carico – modello con materasso smorzante, uno e due damping

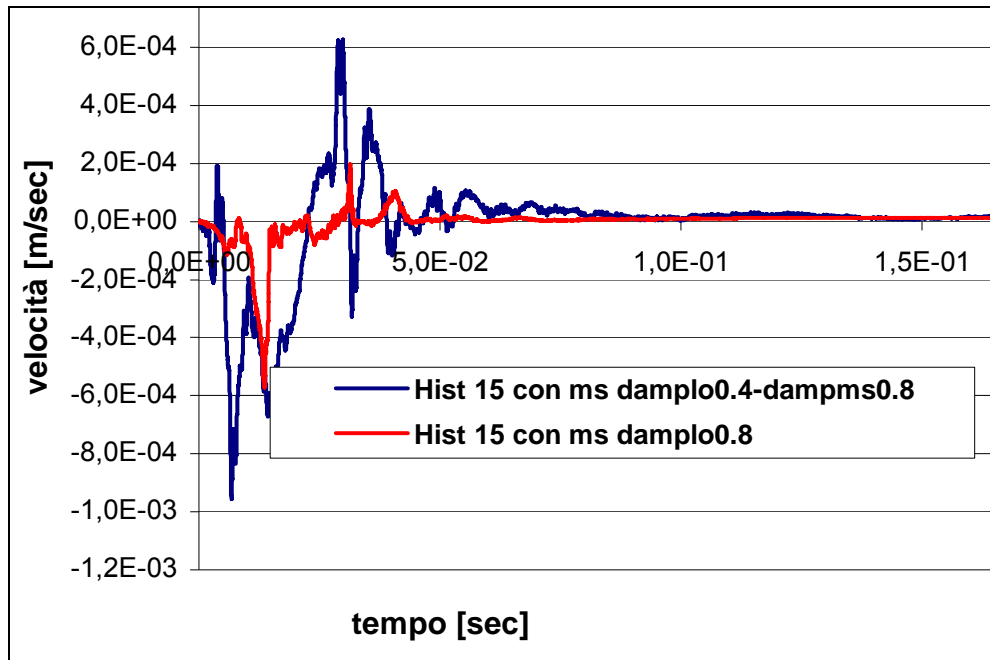


Fig. 5.22: History 15 sulla pavimentazione dopo il materassino – modello con materasso smorzante, uno e due damping

Al piano strada, sia nel punto di carico (history 14 – Figura 8.20) sia in corrispondenza del solaio al piano terra dell'edificio (Figure 5.22), si nota, come per il modello di base, che con un solo damping pari a 0.8 si ottiene uno smorzamento maggiore; con il doppio damping, che considera uno smorzamento di 0.4 esteso a tutto il modello si ottengono, invece, picchi di velocità maggiori, con una conseguente minor attenuazione.

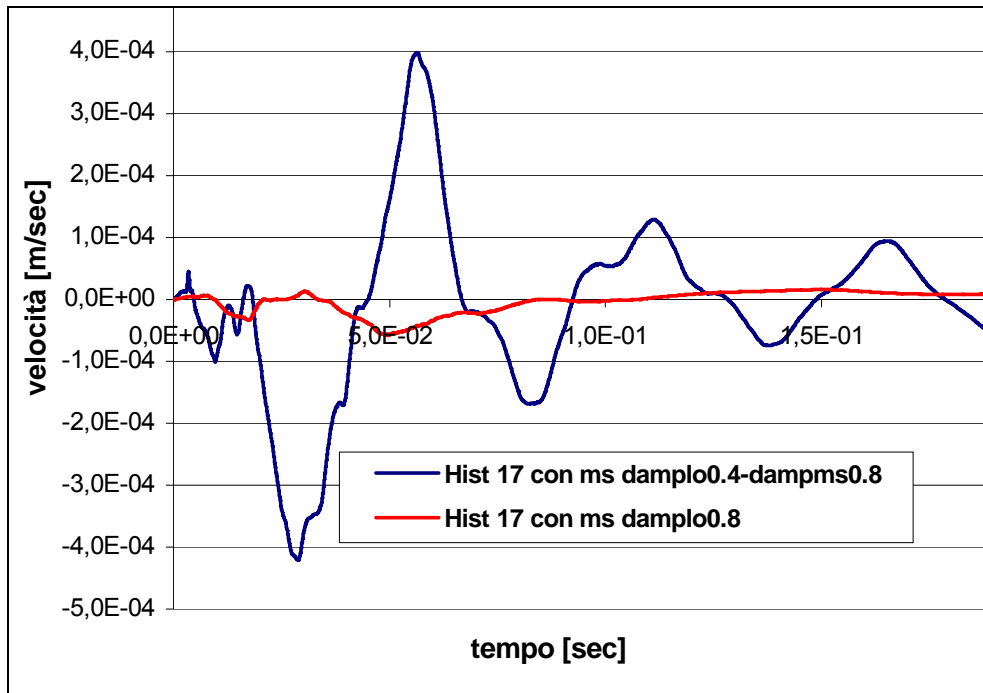


Fig. 5.23: History 17 al 1° piano – modello con materasso smorzante, uno e due damping

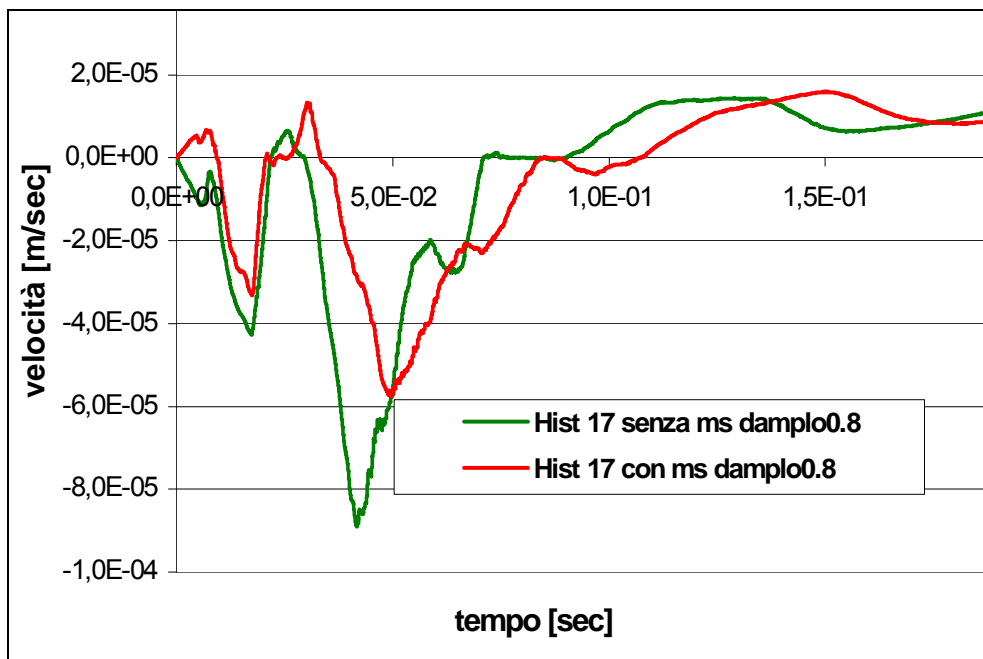


Fig. 5.24: History 17 al 1° piano – modello con e senza materasso smorzante, damping pari a 0.8 esteso a tutto il modello

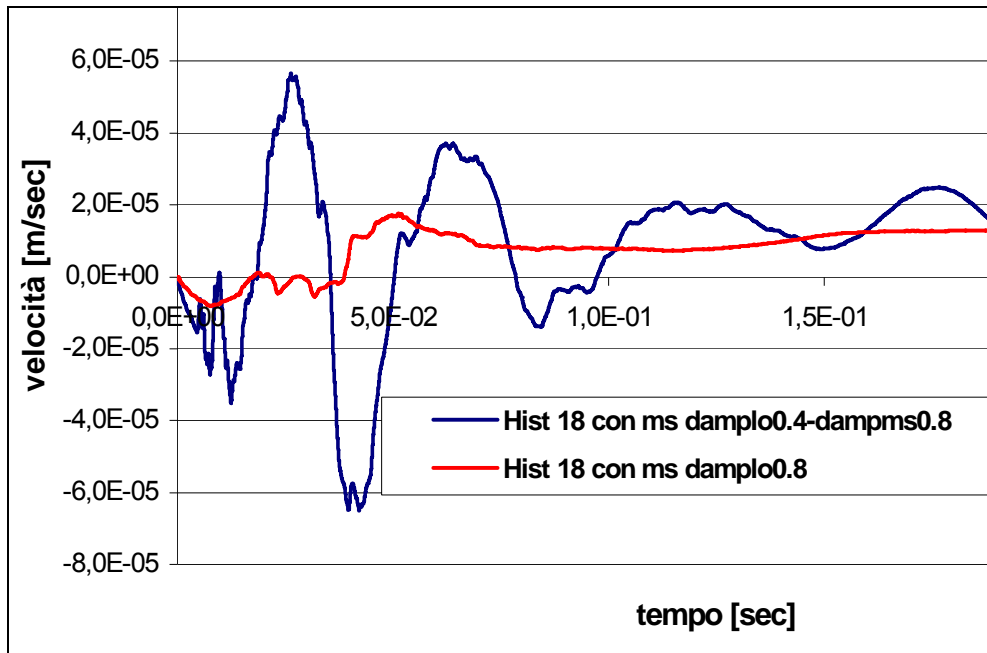


Fig. 5.25: History 18 al 1° piano – modello con materasso smorzante, uno e due damping

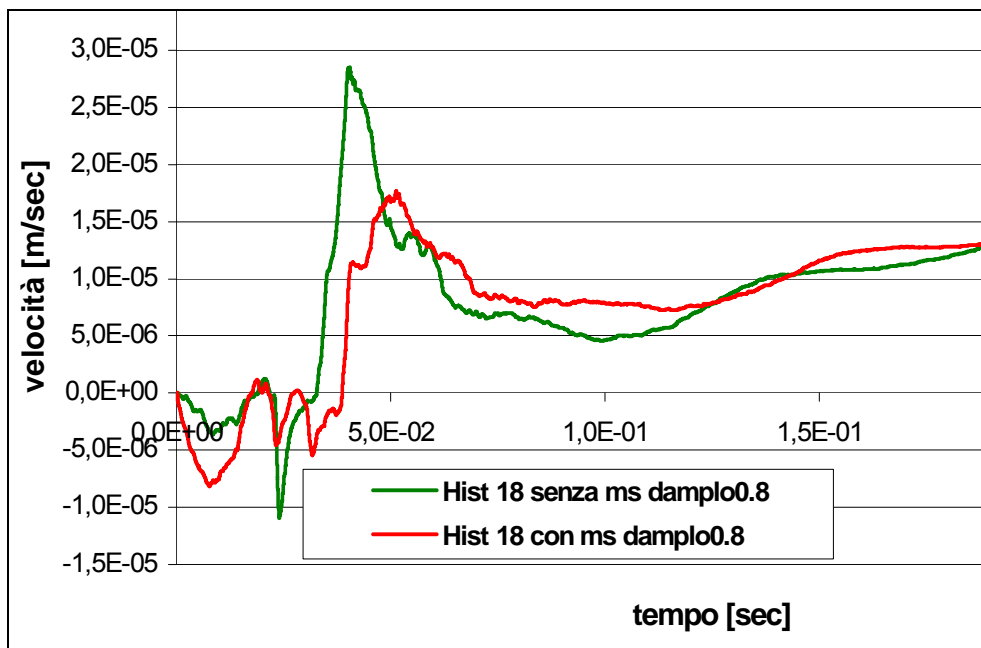


Fig. 5.26: History 18 al 1° piano – modello con e senza materasso smorzante, damping pari a 0.8 esteso a tutto il modello

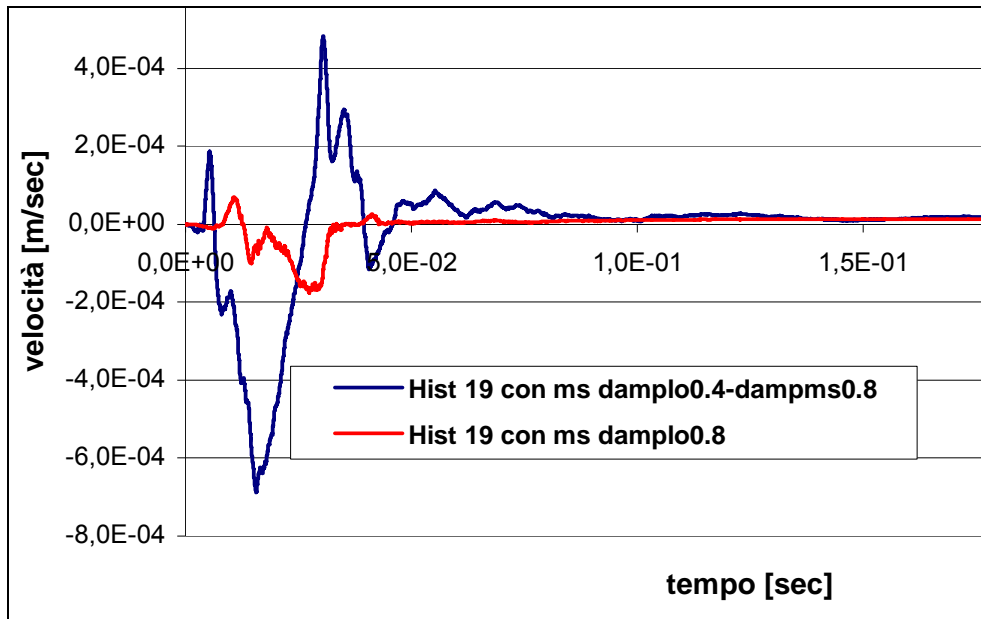


Fig. 5.27: History 19 muro cantina _ in alto – modello con materasso smorzante, uno e due damping

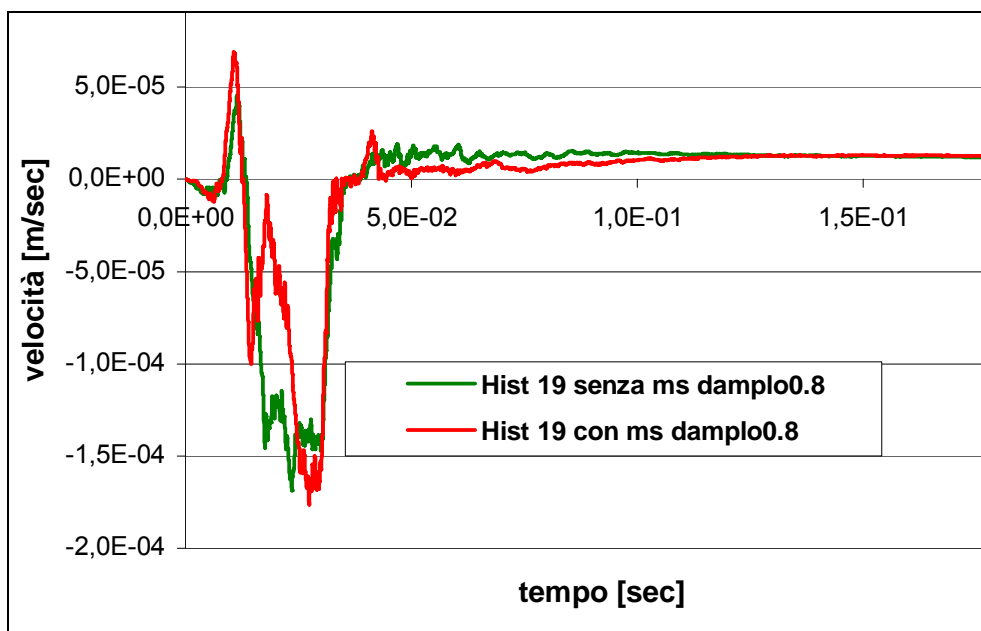


Fig. 5.28: History 19 muro cantina _ in alto – modello con e senza materasso smorzante, damping pari a 0.8 esteso a tutto il modello

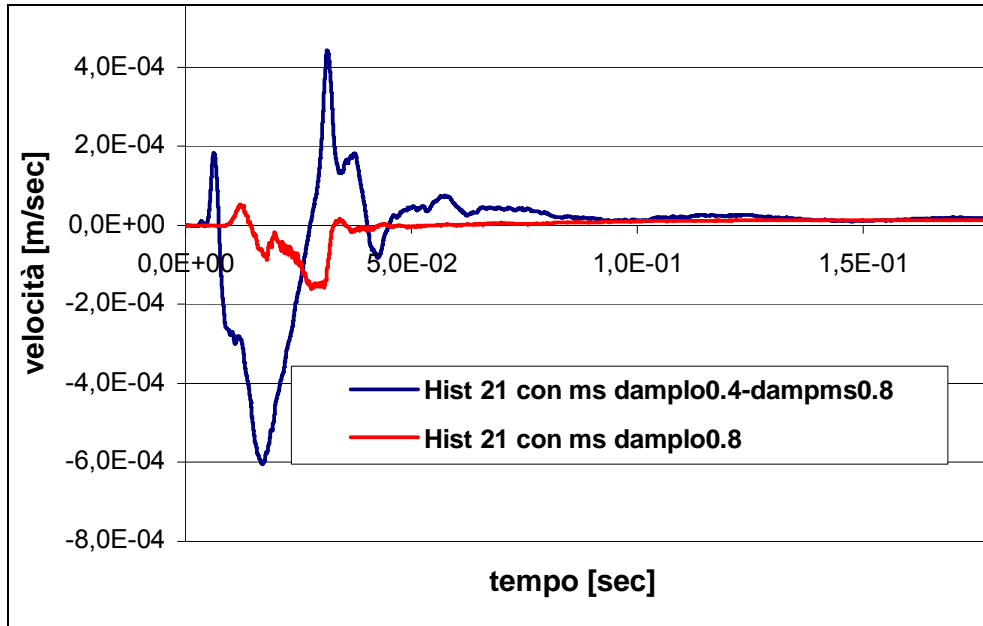


Fig. 5.29 History 21 muro cantina _ in basso – modello con materasso smorzante, uno e due damping

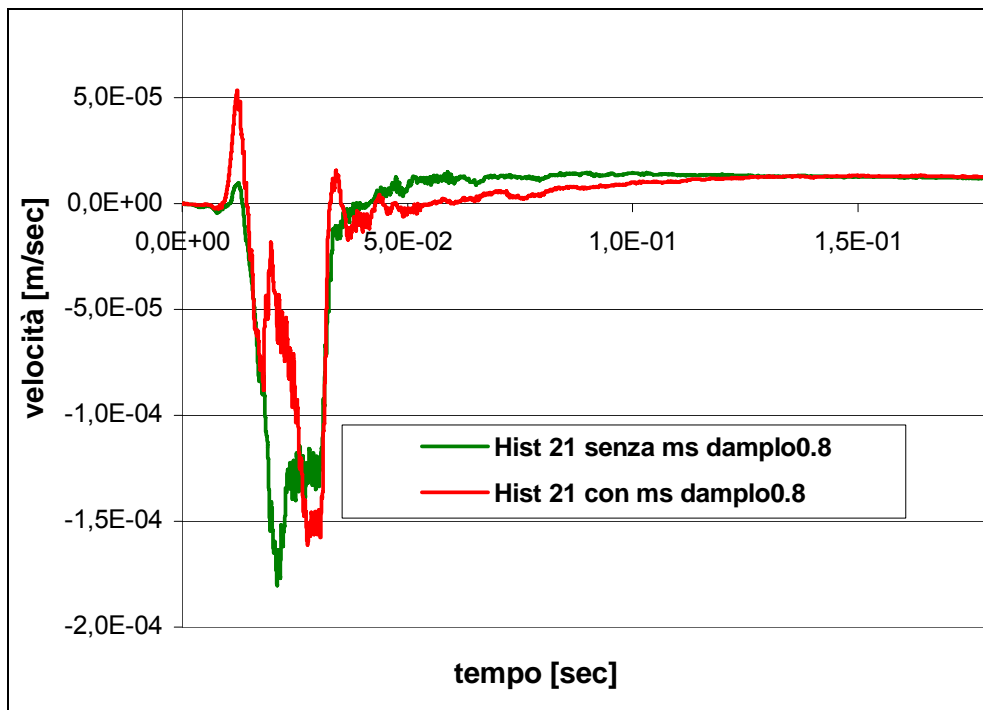


Fig. 5.30 : History 21 muro cantina _ in basso – modello con e senza materasso smorzante, damping pari a 0.8 esteso a tutto il modello

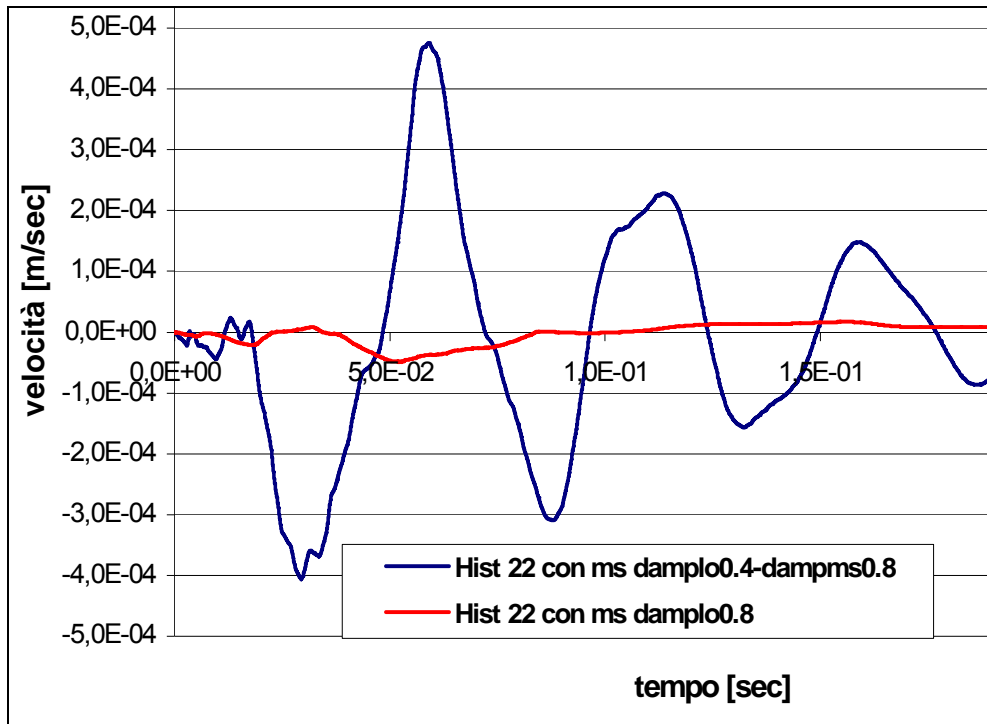


Fig. 5.31: History 22 al 2° piano – modello con materasso smorzante, uno e due damping

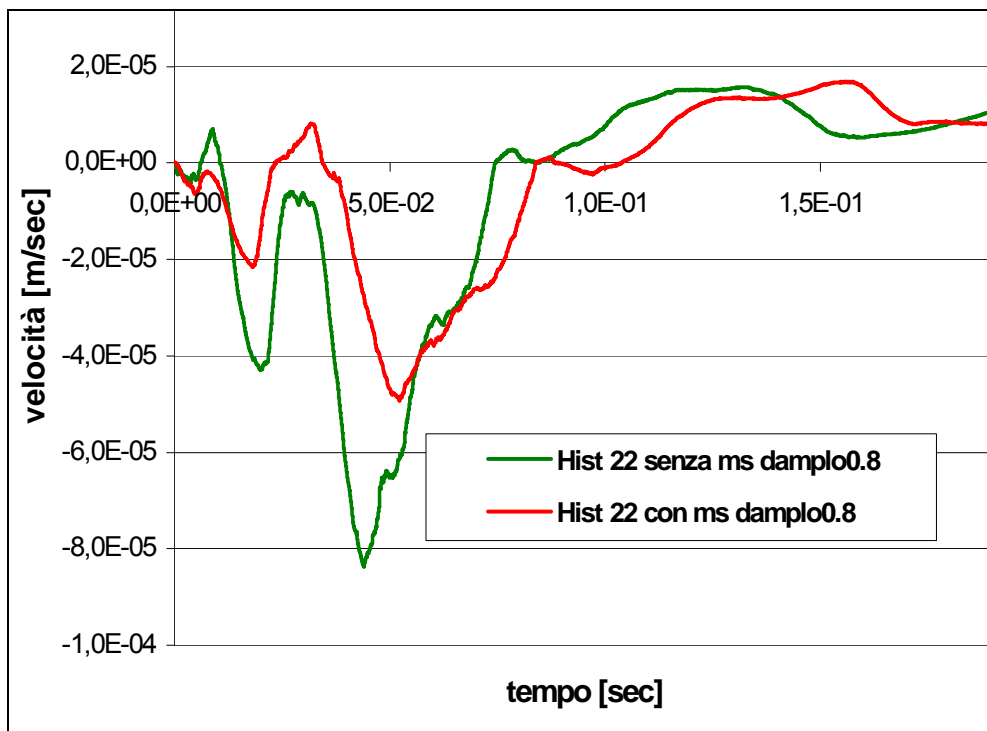


Fig. 5.32: History 22 al 2° piano – modello con e senza materasso smorzante, damping pari a 0.8 esteso a tutto il modello

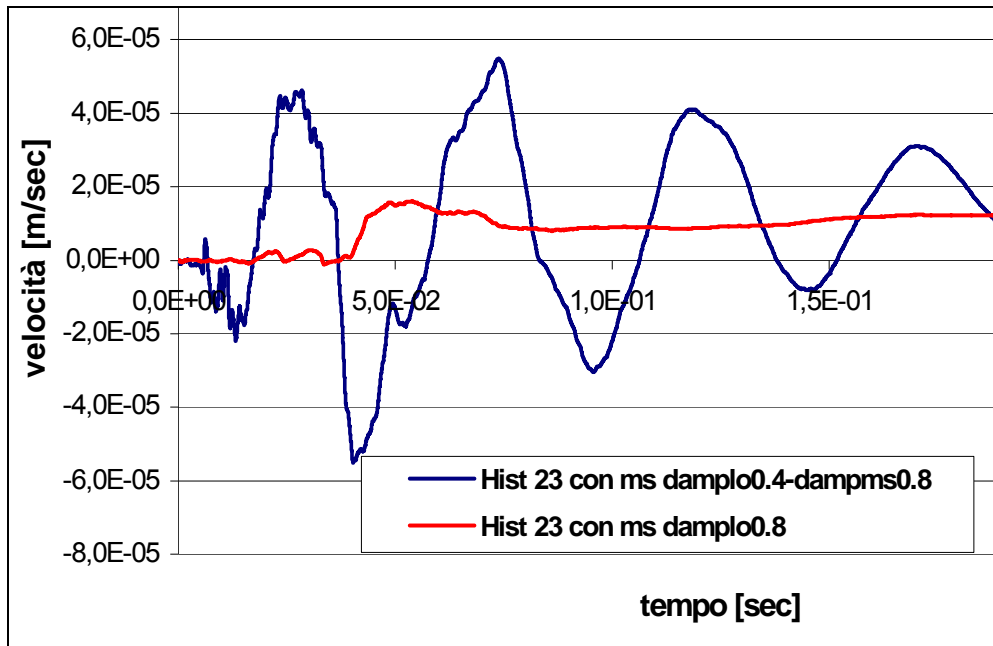


Fig. 5.33: History 23 al 2° piano – modello con materasso smorzante, uno e due damping

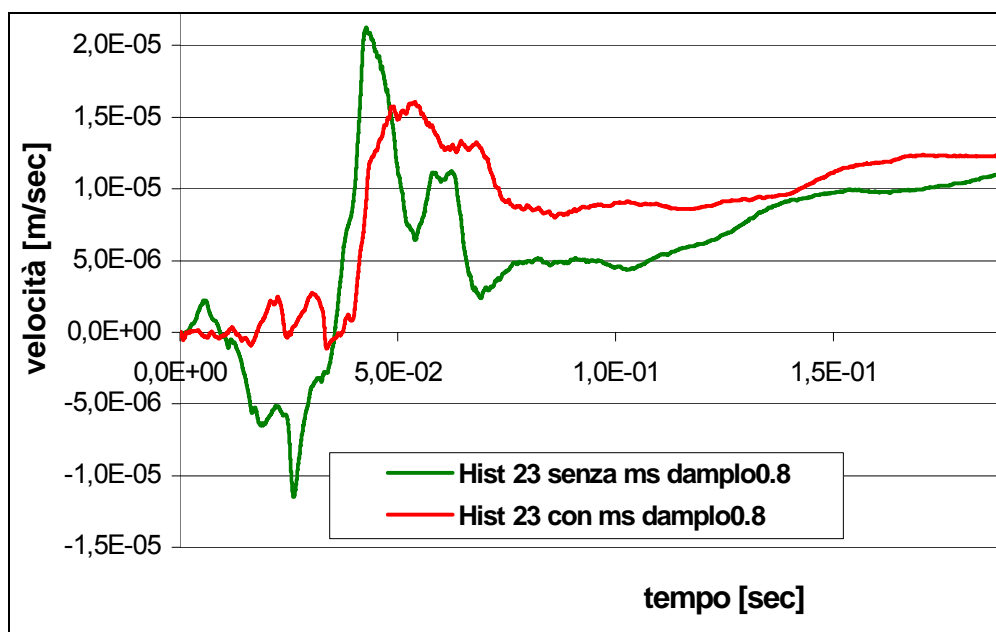


Fig. 5.34: History 23 al 2° piano – modello con e senza materasso smorzante, damping pari a 0.8 esteso a tutto il modello

Dai grafici sopra riportati, relativi al primo ed al secondo piano, si nota, ancora una volta, come il singolo damping pari a 0.8, esteso a tutto il modello, porti ad avere uno smorzamento nel tempo molto più rapido rispetto ad un damping di 0.4; la medesima

considerazione può essere riferita all'andamento delle velocità misurate sul muro della cantin.

In ognuno di questi punti si evidenzia, inoltre, l'effetto benefico del materasso smorzante che comporta un incremento dell'attenuazione delle vibrazioni; dai grafici riportati, si vede, infatti, una notevole diminuzione dei picchi di velocità nel modello con materassino.

Dall'analisi dei grafici si può notare, inoltre, uno sfasamento dell'andamento delle velocità nel modello con materassino rispetto a quello senza materasso; questo fenomeno è certamente dovuto all'intervallo di tempo necessario al materasso al fine di esplicitare la sua funzione di attenuatore.

5.13.1 Pavimentazione con variazione delle proprietà di sottofondo

Anche il modello con edificio a due piani è stato utilizzato per valutare l'andamento delle velocità e delle accelerazioni in presenza di sottofondo costituito prima da sabbia e poi da argilla. Si è proceduto, nuovamente, modellando il sottofondo secondo Mohr ed introducendo le proprietà rispettivamente di sabbia e argilla.

I valori delle velocità così calcolate negli stessi punti considerati precedentemente, sono poi stati confrontati con quelli del modello relativo alla pavimentazione con materasso smorzante e proprietà del sottofondo presente nel tratto di strada in esame;

Si sono, quindi, ricavati gli andamenti delle velocità nel tempo (Figure 5.35, 5.36, 5.37 e 5.38) riportati in seguito e dai quali risulta evidente come il comportamento del sottofondo utilizzato nella modellazione in esame, rappresentante la pavimentazione di Demonte, sia simile a quello di un materiale sabbioso; risultati analoghi si ottengono considerando un damping di 0.8 esteso all'intero modello.

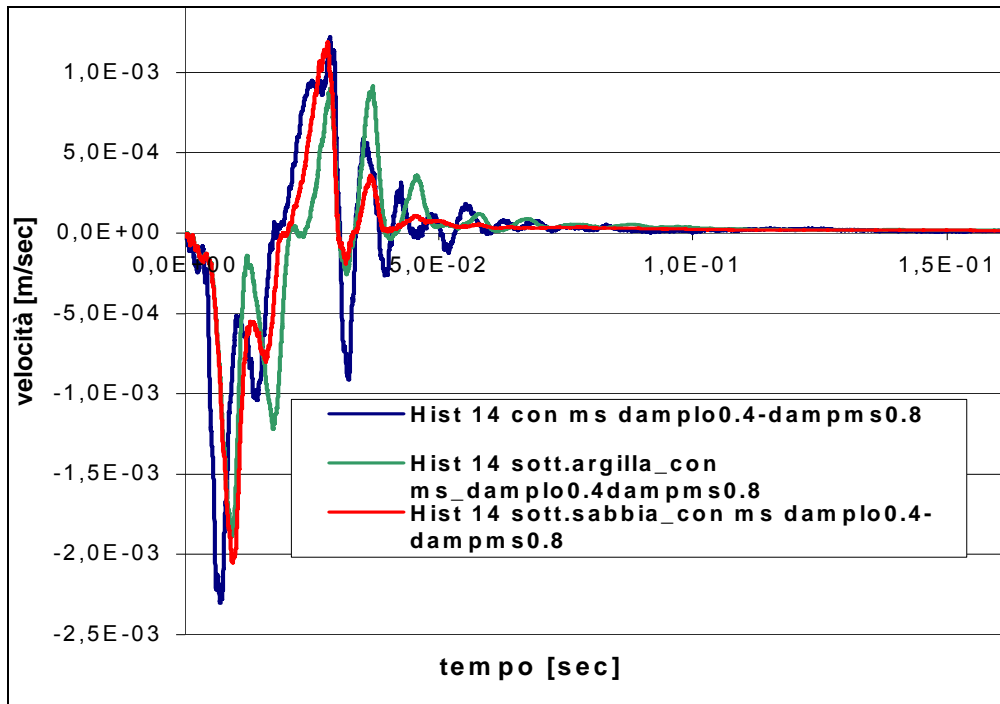


Fig. 5.35: History 14 nel punto di carico – modello con edificio a due piani materasso smorzante, due damping, sottofondo Demonte/argilla/sabbia

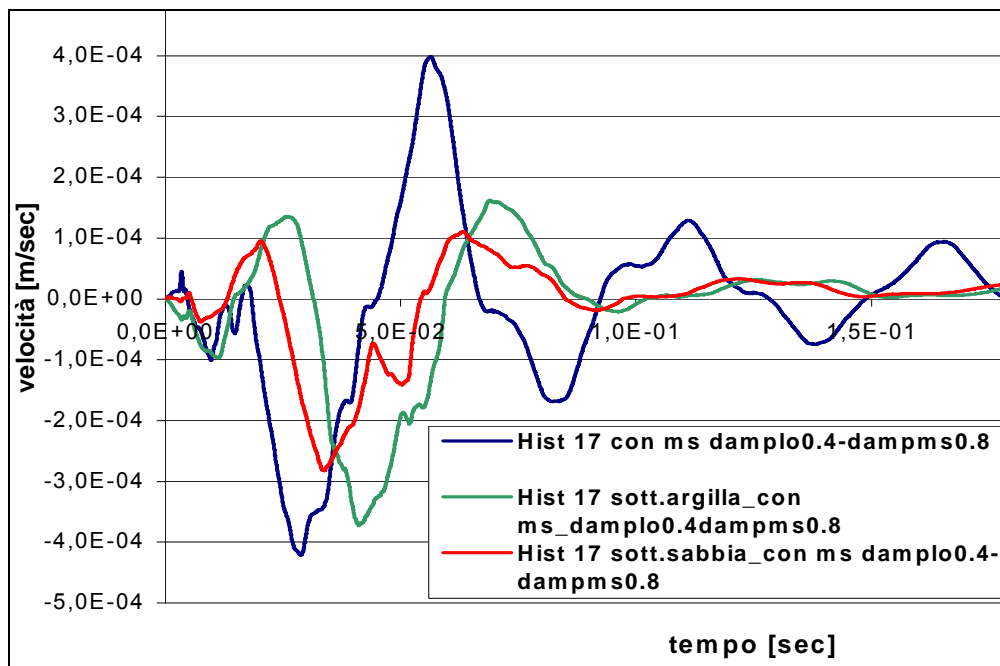


Fig. 5.36: History 17 al 1° piano – modello con materasso smorzante, due damping, sottofondo Demonte/argilla/sabbia

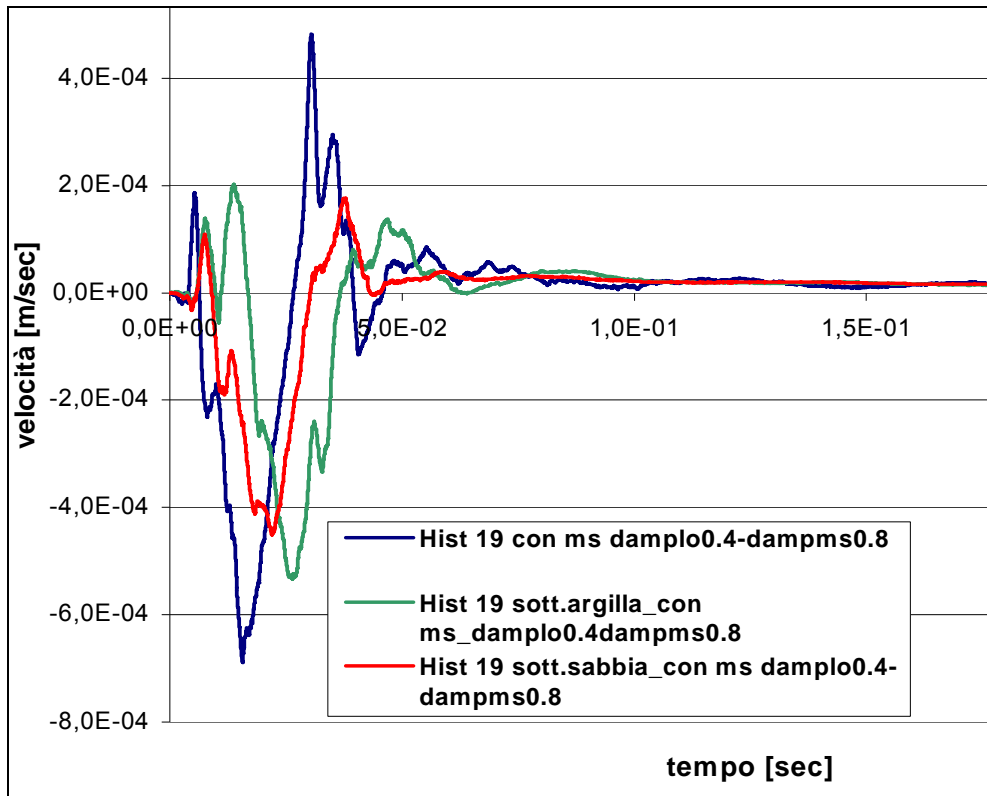


Fig. 5.37: History 19 muro cantina – modello con materasso smorzante, due damping, sottofondo Demonte/argilla/sabbia

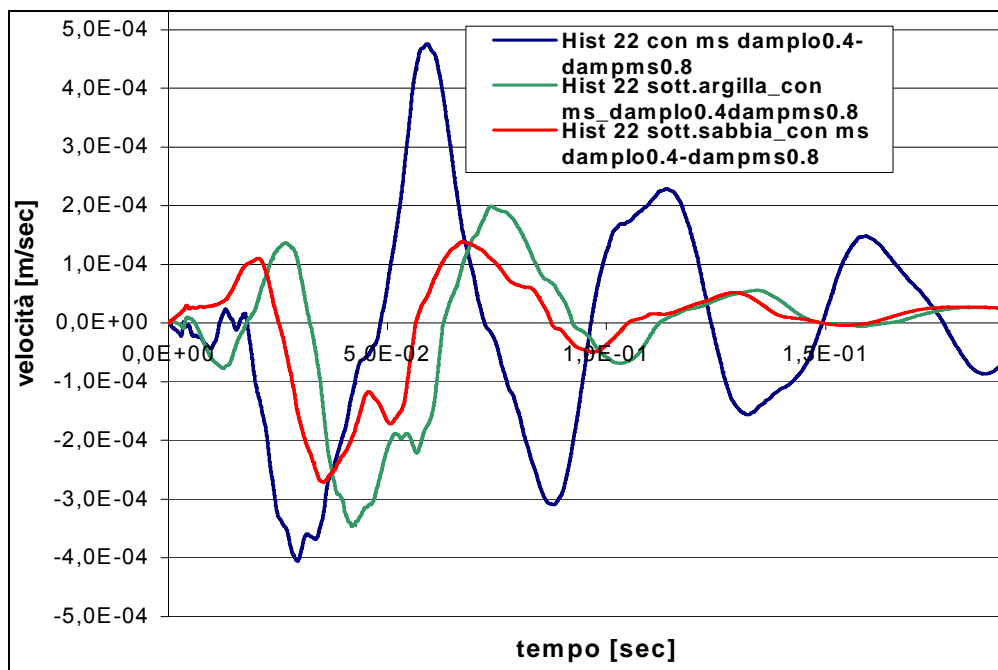


Fig. 5.38: History 22 al 1° piano – modello con materasso smorzante, due damping, sottofondo Demonte/argilla/sabbia

CAPITOLO 6

Previsione dei livelli di vibrazione

6.1 Piano dello studio

Nel presente studio si è voluto evidenziare il differente comportamento vibratorio di pavimentazioni destinate a differenti impieghi. In particolare, facendo riferimento al B.U. C.N.R. n° 178 – Anno XXIX “Catalogo delle Pavimentazioni stradali” è stato analizzato il comportamento dei tipi di pavimentazione indicati in tabella 6.1.

Codice Pavimentazione	Numero passaggi veicoli commerciali	Modulo Resiliente del sottofondo [N/mm ²]
1F	10.000.000	90
1F	45.000.000	90
1SR	10.000.000	90
1SR	45.000.000	90
2F	4.000.000	90
2F	25.000.000	90
2SR	4.000.000	90
2SR	25.000.000	90
3F	4.000.000	90
3F	25.000.000	90
3SR	4.000.000	90
3SR	25.000.000	90
4F	400.000	90
4F	10.000.000	90
4SR	4.000.000	90
4SR	10.000.000	90
5F	400.000	90
5F	4.000.000	90
6F	1.500.000	90
6F	25.000.000	90
6SR	4.000.000	90
6SR	25.000.000	90
7F	400.000	90
7F	4.000.000	90
8F	1.500.000	90
8F	10.000.000	90
8SR	1.500.000	90
8SR	10.000.000	90

Tabella 6.1: Pavimentazioni analizzate

Si è voluto utilizzare pavimentazioni adatte ad un terreno di sottofondo di caratteristiche medie, né troppo rigido né troppo inconsistente. Le pavimentazioni sono poi suddivise in flessibili (suffisso F) e semirigide (SR), mentre il prefisso numerico indica il tipo di strada (tabella 6.2) e conseguentemente lo spettro di traffico a cui è sottoposto il nostro pacchetto stradale.

Cod.	Tipo di strada
1	Autostrade extraurbane
2	Autostrade urbane
3	Strade extraurbane principali e secondarie a forte traffico
4	Strade extraurbane secondarie ordinarie
5	Strade extraurbane secondarie turistiche
6	Strade urbane di scorrimento
7	Strade di quartiere e locali
8	Corsie preferenziali

Tabella 6.2: Numerazione pavimentazioni

Per comodità si riporta uno schema in cui si possono notare i diversi materiali e spessori impiegati nei differenti tipi di pavimentazione (tabella 6.3).

Codice pav.	Usura [cm]	Binder [cm]	Base [cm]	Fondazione [cm]	Misto cem. [cm]	Totale [cm]
1F_10MV	6	7	22	15	-	50
1F_45MV	6	7	32	15	-	60
1SR_10MV	6	7	8	-	30	51
1SR_45MV	6	7	17	-	30	60
2F_4MV	6	7	16	15	-	44
2F_25MV	6	7	27	15	-	55
2SR_4MV	5	5	8	-	25	43
2SR_25MV	6	7	13	-	30	56
3F_4MV	5	6	14	15	-	40
3F_25MV	5	6	23	15	-	49
3SR_4MV	5	10	-	-	20	35
3SR_25MV	5	5	10	-	30	50
4F_0-4MV	4	5	8	15	-	32
4F_10MV	5	6	17	15	-	43
4SR_4MV	5	9	-	-	20	34
4SR_10MV	5	5	9	-	20	39
5F_0-4MV	4	5	8	15	-	32
5F_4MV	5	6	10	15	-	36
6F_1-5MV	4	5	13	15	-	37
6F_25MV	5	6	25	15	-	51
6SR_4MV	5	11	-	-	20	36
6SR_25MV	5	5	12	-	30	52

7F_0-4MV	4	8	-	15	-	27
7F_4MV	5	5	8	15	-	33
8F_1-5MV	6	6	12	15	-	39
8F_10MV	6	7	20	15	-	48
8SR_1-5MV	5	9	-	-	20	34
8SR_10MV	6	7	11	-	20	44

Tabella 6.3: Pacchetti pavimentazioni

6.2 Il modello

Per ogni pavimentazione è stato realizzato un modello tridimensionale alle differenze finite di 10 metri di lunghezza e 4 metri di larghezza. Il sottofondo (terr) è stato realizzato con uno spessore costante di 2.5 metri per garantire allo stesso tempo una corretta propagazione delle onde e l'uniformità di risultato tra i vari modelli. Il parallelepipedo (figura 6.1) è vincolato con semplici appoggi sulla faccia inferiore e sulle superfici laterali. Non sono presenti vincolamenti di tipo "free-field" (v. capitolo 5).

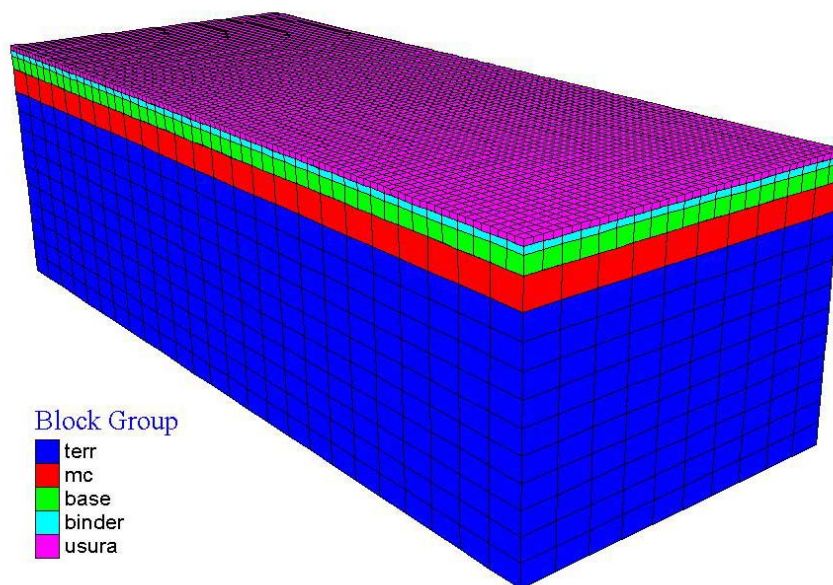


Figura 6.1: Modello (pavimentazione tipo SR)

Le caratteristiche meccaniche dei modelli di materiale impiegati nella modellazione sono riportati nella tabella 6.4

Strato	Modello Costitutivo	Parametri
Usura	Burger model	Bulk modulus = 600 MPa Density = 2200 N/m ³ Maxwell spring parameter = 4e8 N/m Maxwell dashpot parameter = 7e11 Ns/m Kelvin spring parameter = 3e8 N/m Kelvin dashpot parameter = 1e12 Ns/m
Binder	Burger model	Bulk modulus = 300 MPa Density = 2200 N/m ³ Maxwell spring parameter = 3e8 N/m Maxwell dashpot parameter = 6e11 Ns/m Kelvin spring parameter = 3e8 N/m Kelvin dashpot parameter = 9e11 Ns/m
Base	Burger model	Bulk modulus = 100 MPa Density = 2200 N/m ³ Maxwell spring parameter = 2e8 N/m Maxwell dashpot parameter = 6e11 Ns/m Kelvin spring parameter = 2e8 N/m Kelvin dashpot parameter = 9e11 Ns/m
Fondazione	Mohr	Bulk modulus = 111 MPa Shear modulus = 73 MPa Friction = 34° Density = 1700 N/m ³
Sottofondo	Mohr	Bulk modulus = 28.0 MPa Shear modulus = 47.6 MPa Friction = 25° Density = 1700 N/m ³ Cohesion = 3000 Pa
Misto cementato	Mohr	Bulk modulus = 278 MPa Shear modulus = 92.6 MPa Friction = 35° Density = 2000 N/m ³ Cohesion = 0 Pa

Tabella 6.4: Caratteristiche meccaniche materiali

La calibrazione delle caratteristiche meccaniche sopra riportate è stata effettuata, per quanto riguarda gli strati “neri”, sia tramite modellazione di prova Marshall e di prova di creep. Dapprima si è realizzato il modello dell’apparecchio Marshall per verificare quale fosse il miglior modello di materiale per rappresentare il conglomerato bituminoso.

6.2.1 La calibrazione tramite prova Marshall

Partendo dalle dimensioni geometriche dei provini e delle ganasce ricavate dal bollettino C.N.R. anno VII, n° 30 15 Marzo 1973 *Determinazione della stabilità e dello scorrimento di*

miscele di bitume e inerti lapidei a mezzo dell'apparecchio Marshall e confermate dal controllo in laboratorio, si è provveduto a realizzare il modello.

Esso è costituito da due ganasce costruite con elementi a corona circolare e dal provino realizzato con elementi cilindrici. La ganascia inferiore è vincolata in z in mezzeria, quella superiore è soggetta ad una sollecitazione verticale. Ad esse sono state date le proprietà di un materiale simile all'acciaio; è stato utilizzato un modello di comportamento elastico lineare con $E=206$ GPa e $G= 80$ GPa. La densità per il materiale acciaio è stata impostata a 7800 kg/mc.

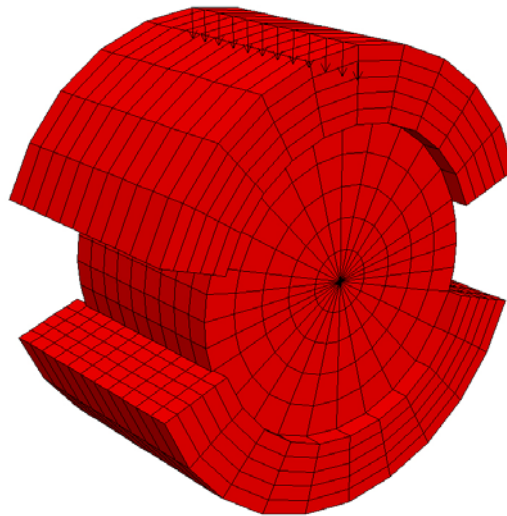


Figura 6.2: il modello del provino Marshall con le ganasce in acciaio e le forze applicate

L'osservazione diretta di prove sperimentali ha evidenziato la mancanza di attrito tra le ganasce ed il provino. Per cui sono state implementate interfacce sulle superfici interessate. Le interfacce hanno normale perpendicolare alla singola superficie e rigidezze pari a un ordine di grandezza maggiore rispetto alle ganasce di acciaio per evitare fenomeni di compenetrazione. L'attrito tra l'interfaccia e il provino è impostato a 0.05 gradi.

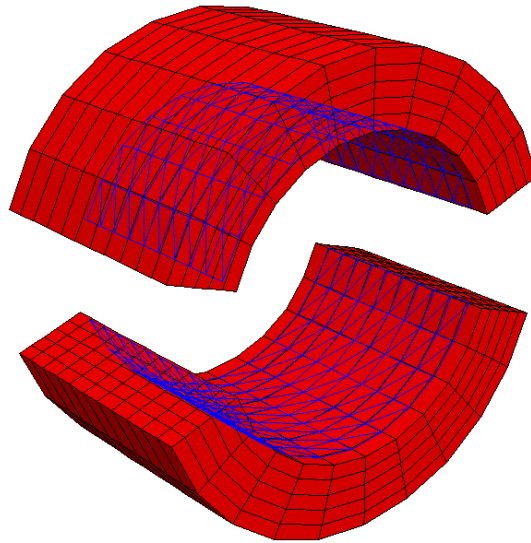


Figura 6.3: posizionamento delle interfacce

Il carico effettivamente applicato al provino è calcolato come media delle tensioni verticali sul piano diametrale orizzontale (figura 3) moltiplicato per l'area del piano diametrale. Poiché si è attivata l'opzione per le grandi deformazioni, il valore dell'area viene aggiornata ad ogni step grazie ad una funzione in linguaggio fish.

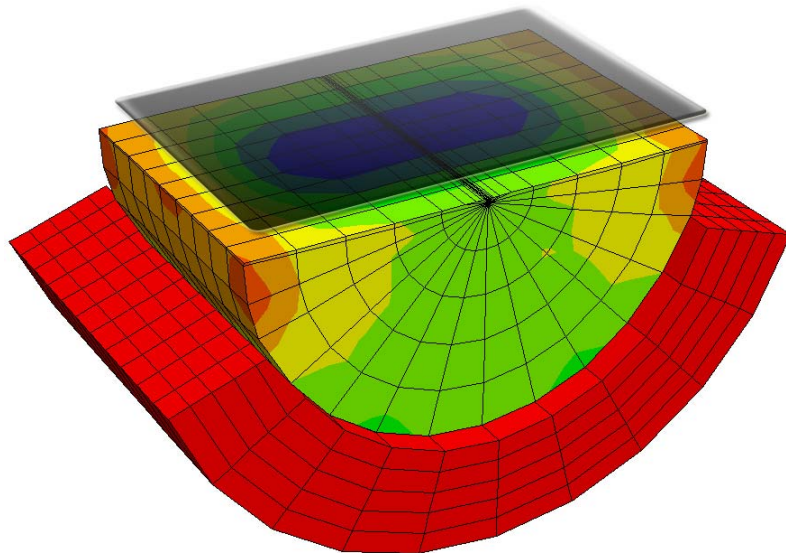


Figura 6.4: individuazione del piano di misura szz

In figura 6.5 si mostrano i risultati ottenuti confrontando il provino reale alla temperatura di circa 60°C con i modelli Mohr e viscoelastici (Maxwell).

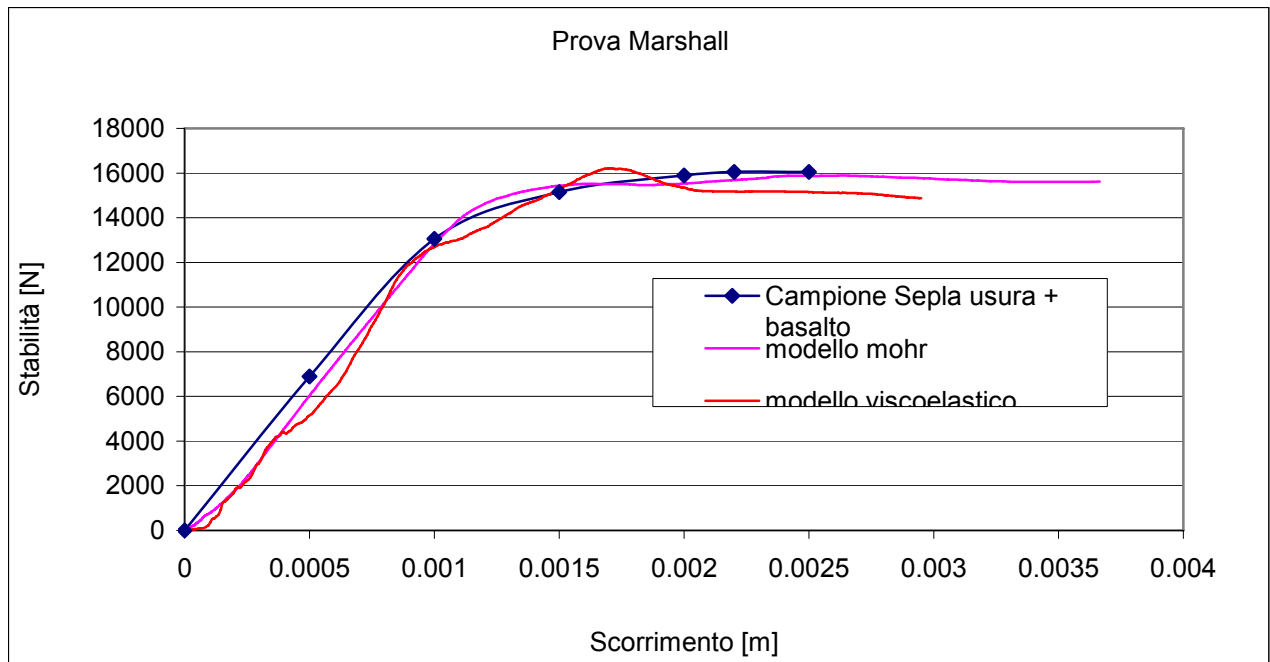


Figura 6.5: comparazione tra una prova reale e le modellazioni Mohr e viscoelastica

I valori utilizzati per il modello con materiale di tipo mohr sono: $E = 170 \text{ MPa}$, $\text{Poisson} = 0.35$, $\varphi = 37^\circ$, $C = 560 \text{ kPa}$, mentre il modello viscoelastico (Maxwell) è caratterizzato dai seguenti valori: $E = 320 \text{ Mpa}$, $\text{Poisson} = 0.35$, viscosità dinamica $\eta = 5.6e7 \text{ kg/ms}$. I valori impiegati nella modellazione del materiale secondo Mohr sono dello stesso ordine di grandezza di quelli riportati da Fwa (figura 6.6) per uno strato di usura-binder, tranne il modulo di Young. Bisogna infatti rimarcare che la prova Marshall è effettuata alla temperatura di 60°C e le caratteristiche elastiche del conglomerato bituminoso sono sensibilmente inferiori.

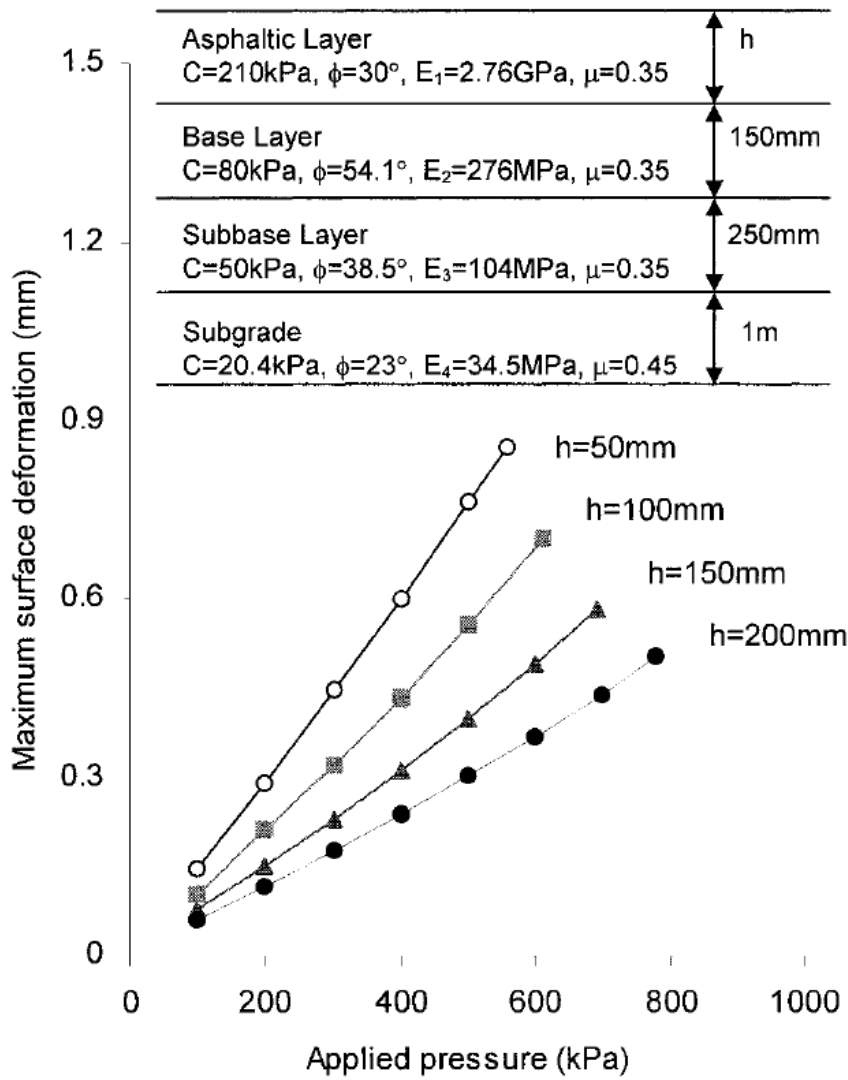


Figura 6.6: modellazione di pavimentazione stradale con materiali di tipo Mohr

Nelle figure successive (6.7 e 6.8) si confronterà l'andamento degli scorrimenti verticali. In entrambi i casi è stata scattata una "istantanea" al raggiungimento della massima stabilità.

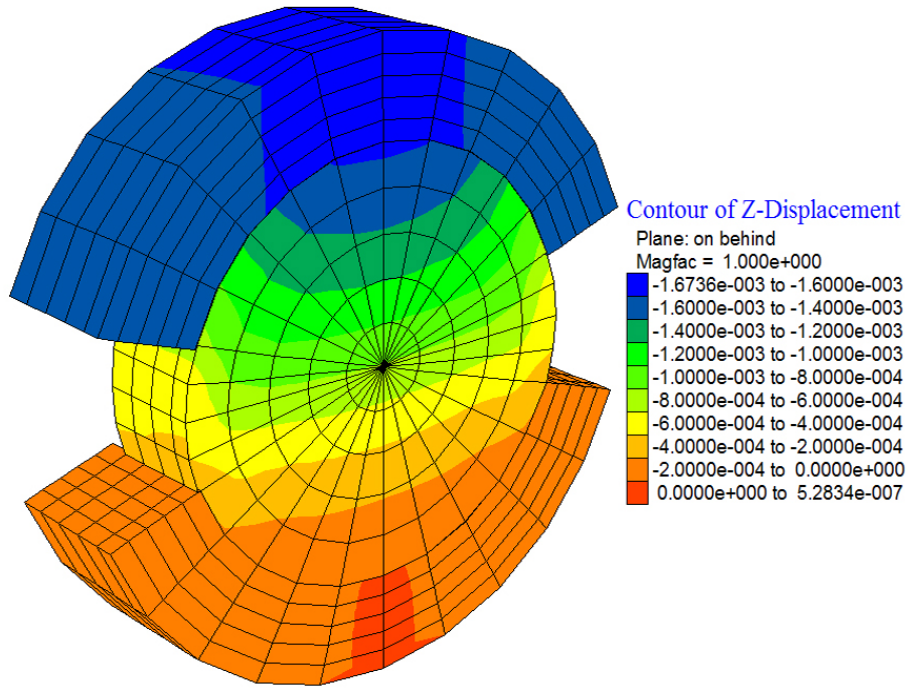


Figura 6.7: spostamenti lungo l'asse verticale , modello mohr

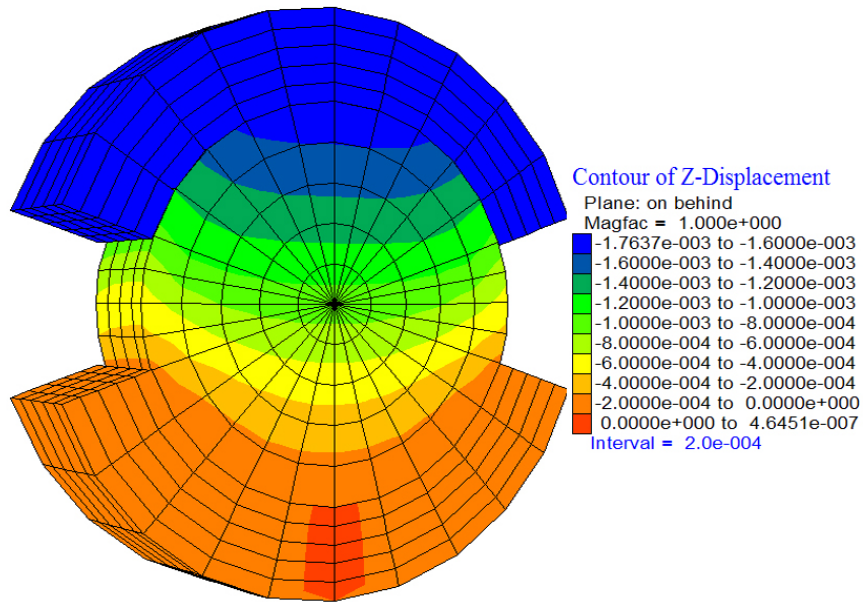


Figura 6.8: spostamenti lungo l'asse verticale, modello viscoelastico

Si nota una differenza qualitativa nella distribuzione degli spostamenti. Mentre nel modello mohr le linee di isospostamento sono pressochè orizzontali, nel modello di Maxwell si presentano leggermente arcuate.

Si procede ora al confronto tra le tensioni verticali sul piano diametrico orizzontale (figura 6.9 e 6.10). Il comportamento in questo caso è molto differente a livello qualitativo, ma

piuttosto simile se analizziamo i dati a livello quantitativo. Il range delle tensioni è infatti molto stretto e si ottiene una distribuzione abbastanza “piatta” con i minimi alle estremità laterali del provino.

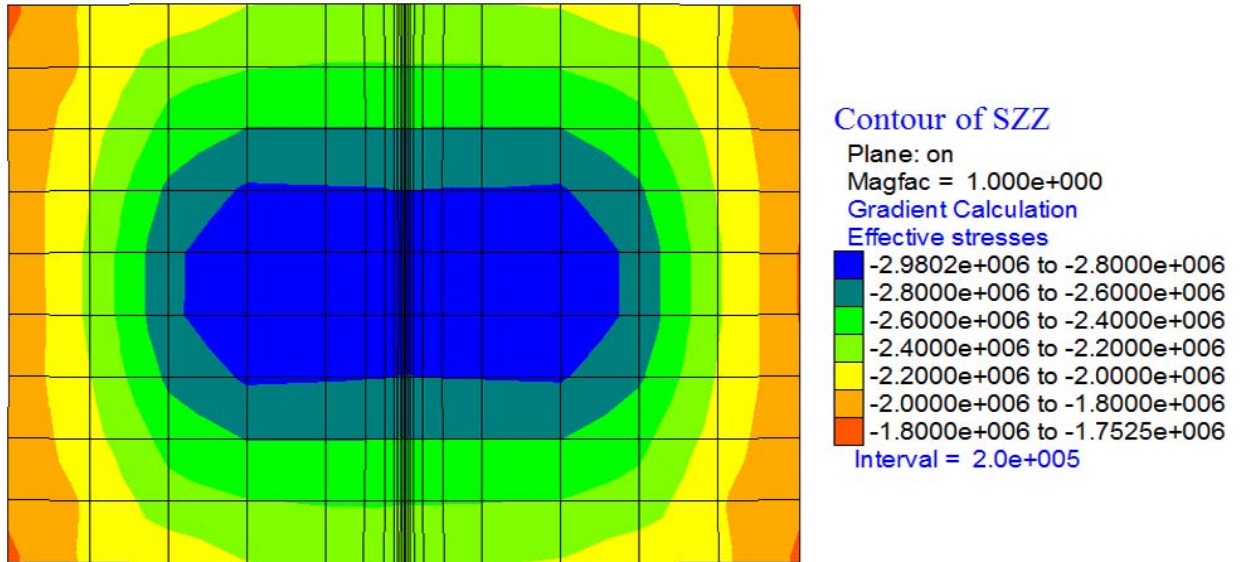


Figura 6.9: tensioni verticali nel piano diametrale orizzontale, modello mohr

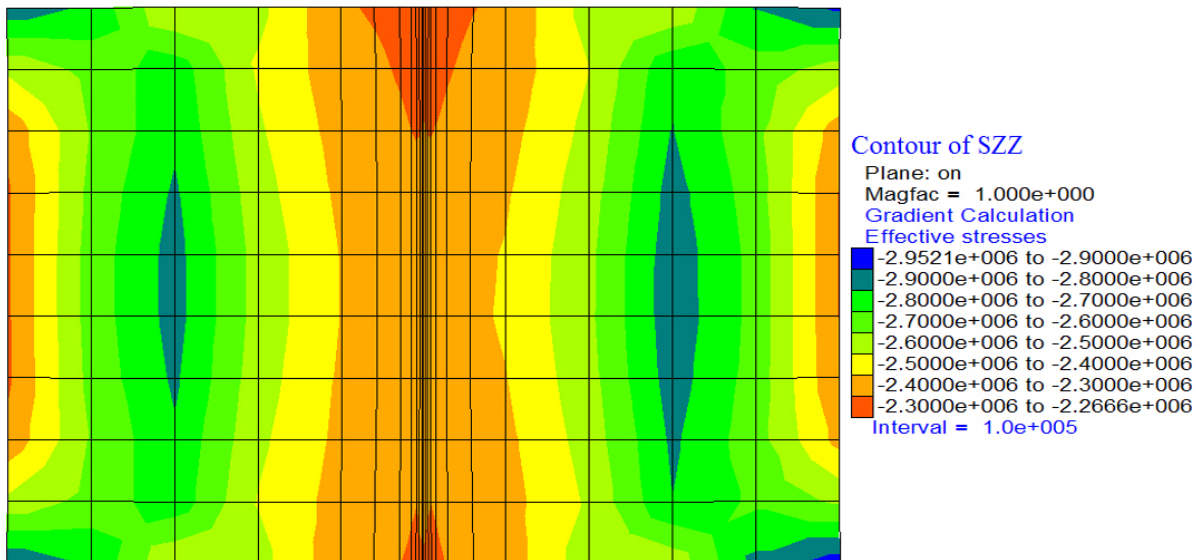


Figura 6.10: tensioni verticali nel piano diametrale orizzontale, modello viscoelastico

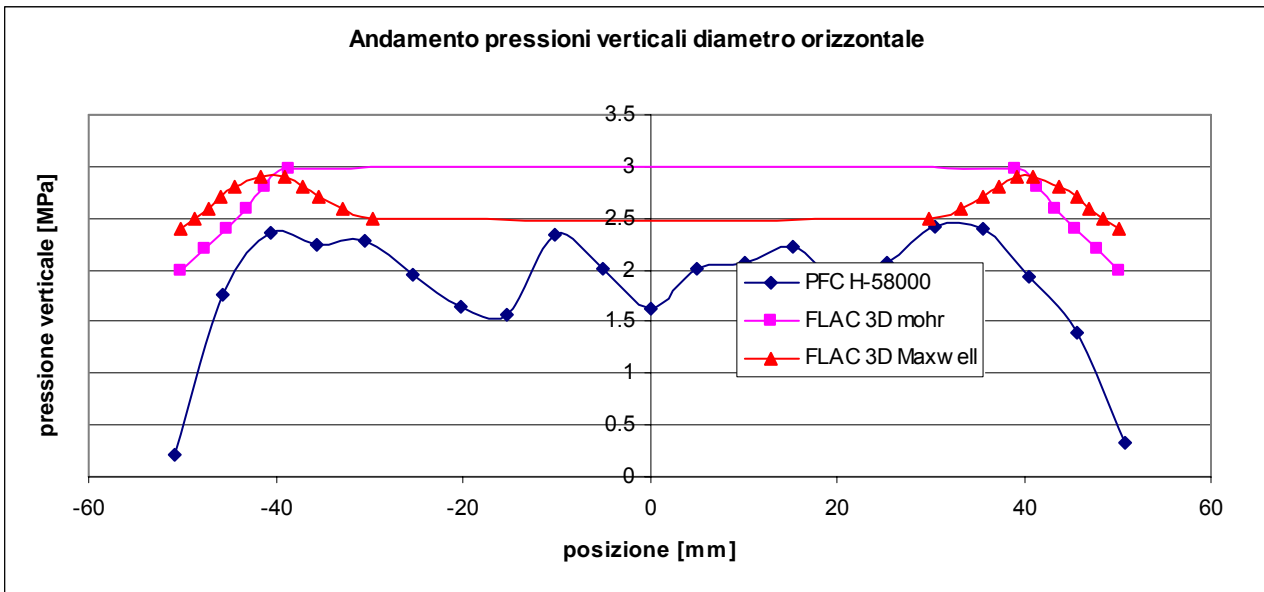


Figura 6.11: confronto dell'andamento delle pressioni verticali sul diametro orizzontale tra PFC e FLAC 3D

Anche il confronto con altri software di calcolo porta a risultati qualitativamente simili (Figura 6.11). A livello quantitativo bisogna evidenziare che il materiale utilizzato per il provino è differente e ciò porta a valori di stabilità e scorrimento differenti.

Simile è il comportamento lungo il piano diametrale verticale, con concentrazione delle tensioni verticali nel nucleo centrale del provino (figure 6.12 e 6.13).

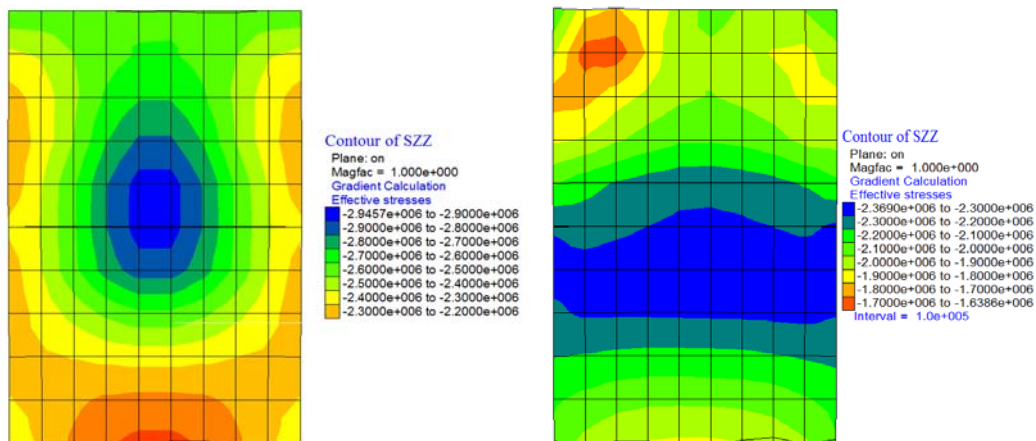


Figura 6.12 e 6.13: tensioni verticali lungo il piano diametrale verticale, modello mohr e viscoelastico

Per approfondire la calibrazione si è utilizzato anche un provino modellato con il Burgers model, in modo da confrontarne l'efficacia rispetto agli altri due modelli di materiale. I

risultati del confronto li troviamo in termini grafici in figura 6.14 ed in termini numerici in tabella 6.5.

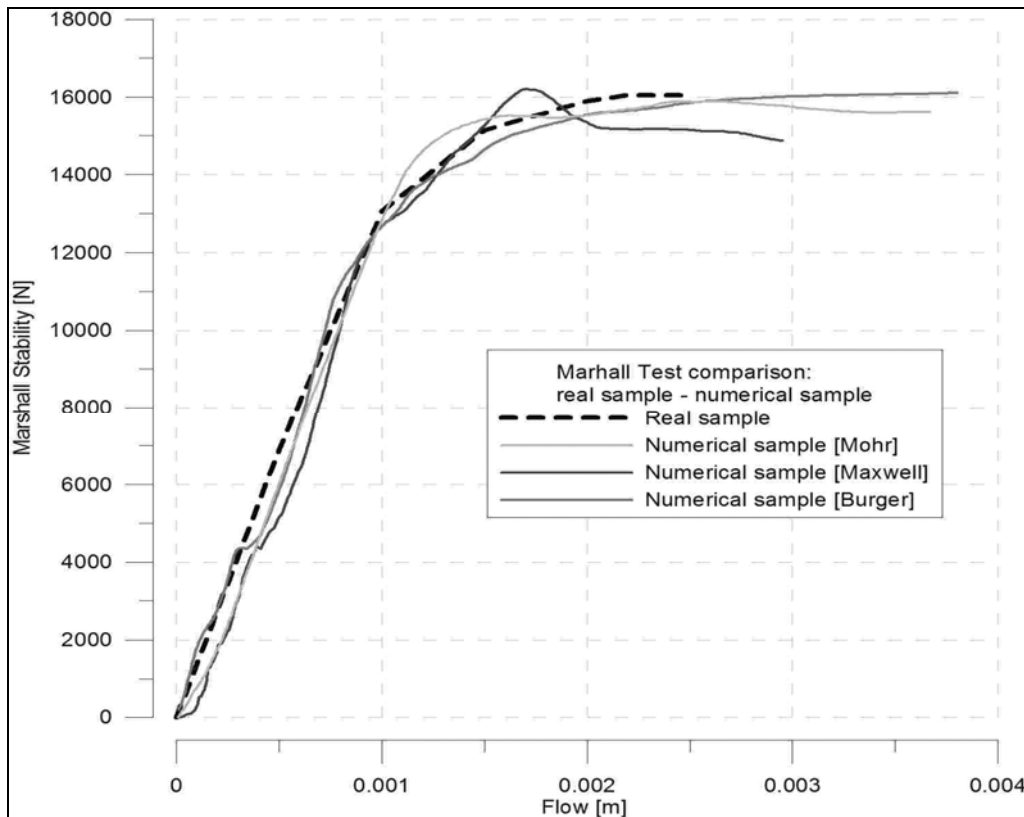


Figura 6.14: prova Marshall, confronto tra modelli di materiale

		Stabilità [N]	Stabilità Δ [%]	Scorrimento [m]	Scorrimento [%]
Provino di laboratorio		16050	-	0.0025	-
Provino Numerico	Mohr	15900	0.935	0.0024	4
	Maxwell	16220	1.059	0.0018	28
	Burger	15925	0.779	0.0027	6

Tabella 6.5: prova Marshall, confronto tra modelli di materiale

Si nota quindi che il modello di Burger è quello che approssima meglio il comportamento del provino Marshall.

6.2.2 La calibrazione tramite prova di creep

Per meglio evidenziare e comprendere le caratteristiche del Burgers model si è quindi provveduto a realizzare la modellazione di una prova di creep. Il provino numerico (figura 6.15), secondo il bollettino B.U. C.N.R., anno XIX, n° 106 "Determinazione della

deformabilità a carico costante di miscele bituminose e calcolo del modulo complesso” è stato creato come un cilindro di 10 cm di diametro e 20 cm di lunghezza e caricato con una forza costante di 200.000 Pa per un tempo di 500 s alla temperatura di 40°C. I parametri meccanici sono stati tarati sulla base dei risultati ottenuti nel P.R.I.N. “Catalogo prestazionale dei manti bituminosi superficiali” redatto dalle Università di Palermo, della Basilicata e di Bologna; in particolare ci si riferisce al terzo campione della miscela 1 (M01-3). Il raffronto tra i dati numerici e sperimentali, in termini di funzione di deformazione (Jt), sono visibili in figura 6.15 e tabella 6.6.

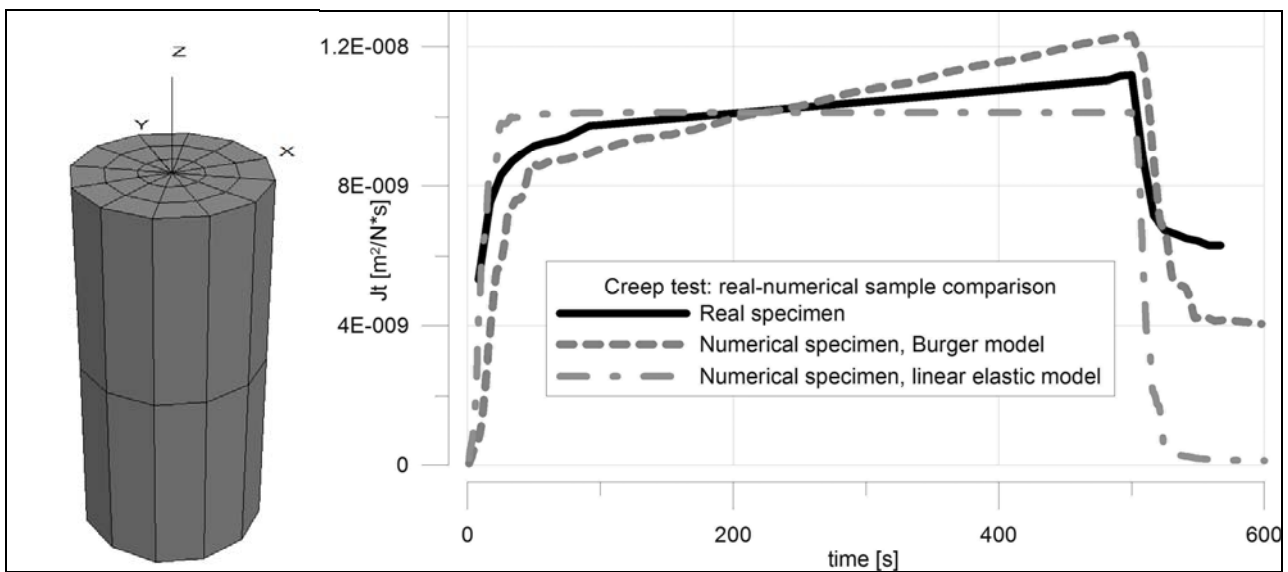


Figura 6.15: prova di creep, campione e confronto dei risultati

	Tempo [s]	50	100	500	560
Jt [m²/Ns]	Campione Lab	9.16 e-09	9.76e-09	1.11e-08	6.31e-09
	Campione numerico mod. Burger	8.62e-09	9.07e-09	1.23e-08	4.18e-09
Jt Δ [%]	-	5.90	7.07	10.81	33.76
Jt [m²/Ns]	Campione Lab	9.16 e-09	9.76e-09	1.11e-08	6.31e-09
	Campione numerico Mod. lineare elastico	1.01e-08	1.01e-08	1.01e-08	1.62e-10
Jt Δ [%]	-	10.26	3.48	9.90	XXX

Tabella 6.6: prova di creep, confronto tra dati numerici e sperimentali

A livello qualitativo si può notare un buon comportamento del modello di Burger, anche se una miglior precisione potrebbe essere apprezzabile nella fase di scarico.

6.2.3 L'applicazione del carico e lo studio della risposta

In un primo step il modello è stato risolto applicando solo il campo gravitazionale, permettendone così l'assestamento nelle particolari condizioni di vincolo. In un secondo momento è stato applicato il carico dinamico. E' stato simulato il passaggio di un asse posteriore di veicolo pesante del peso di 80 kN (8000 kg) statici ripartiti su quattro impronte di carico, come se fosse un asse dotato di ruote gemellate. Come riportato sul manuale del software BISAR, l'impronta di carico standard per una ruota è un'area circolare di 210 mm di diametro. Tuttavia, per ragioni di semplificazione della griglia, è stata adottata un'impronta di carico di forma quadrata e di lato 200 mm. La differenza tra le due aree di contatto è stata compensata in termini di pressione applicata, in modo da mantenere costante il carico statico complessivo. In particolare, per usufruire delle condizioni di simmetria del modello, il carico è stato applicato su un bordo solamente su metà dell'area di contatto prevista (l'altra metà è sulla parte simmetrica). L'applicazione del carico è rappresentata in figura 6.16.

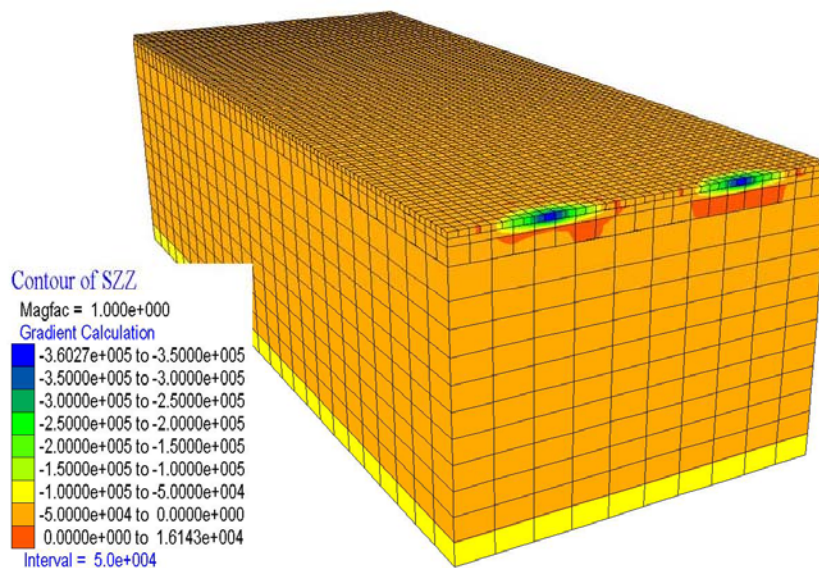


Figura 6.16: localizzazione del carico

Nella figura 6.16 si può inoltre notare l'intersezione tra i solidi di diffusione dei carichi nelle condizioni di assale con ruote gemellate.

Il valore statico del carico è poi stato applicato dinamicamente nel tempo secondo una funzione semisinusoidale per simulare il passaggio dell'asse di un veicolo pesante. Questa funzione è stata calcolata per simulare il passaggio ad una velocità di 36 km/h (10 m/s) di

un veicolo pesante; il tempo in cui il veicolo attraversa la superficie di contatto è di 0.02 secondi e quindi la funzione deve, in questo intervallo di tempo, caricare e scaricare l'area designata. Perciò la funzione semisinusoidale avrà una frequenza di 25 Hz. Nel caso di velocità di 72 km/h (20 m/s) la funzione avrà una frequenza di 50 Hz, mentre nei casi di velocità di 48 (13.33 m/s) e 60 km/h (16.667 m/s) la frequenza sarà pari rispettivamente a 33.324 e 41.675 Hz.

Una serie di 13 velocimetri-accelerometri virtuali è stata posizionata sulla superficie della pavimentazione lungo l'asse di mezzeria del modello al fine di controllare i valori di velocità. Come parametro di riferimento si è preso il valore di PPV (Peak Particle Value) che, secondo UNI 9916:2004, indica il massimo valore dell'intensità del vettore velocità.

6.2.4 I risultati ottenuti

Per ognuna delle 28 pavimentazioni sono stati calcolati i valori di PPV per quattro diversi casi di velocità e a 13 differenti distanze, ottenendo così una messe di 1456 valori. In figura 6.17 si riporta un esempio dei valori di PPV di una tipologia di pavimentazione ad una data velocità nelle varie posizioni velocimetriche.

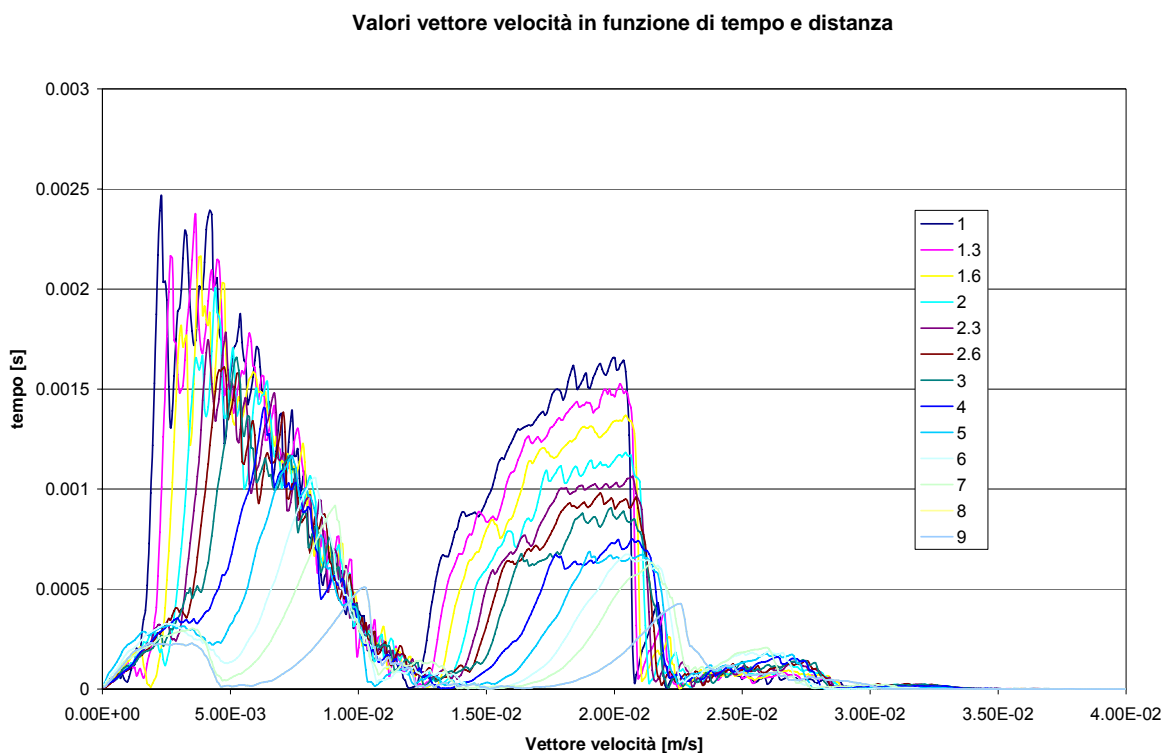


Figura 6.17: vettore velocità nelle varie posizioni di misura in funzione del tempo

Questi dati sono poi stati analizzati statisticamente per creare una regressione che permetta di predire un valore atteso di PPV date le caratteristiche della pavimentazione e del traffico.

Dal confronto dei risultati si è notato, in primo luogo, che la dipendenza di PPV dalla distanza, a parità delle altre condizioni, è di tipo esponenziale negativo (figura 6.18).

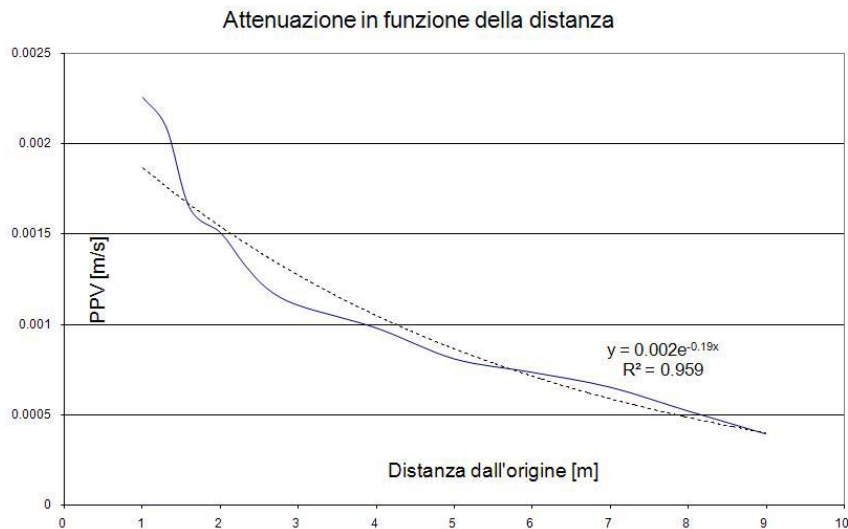


Figura 6.18: Andamento di PPV in funzione della distanza dall'origine

Allo stesso modo, invece, la velocità influenza PPV in modo lineare (figura 6.19)

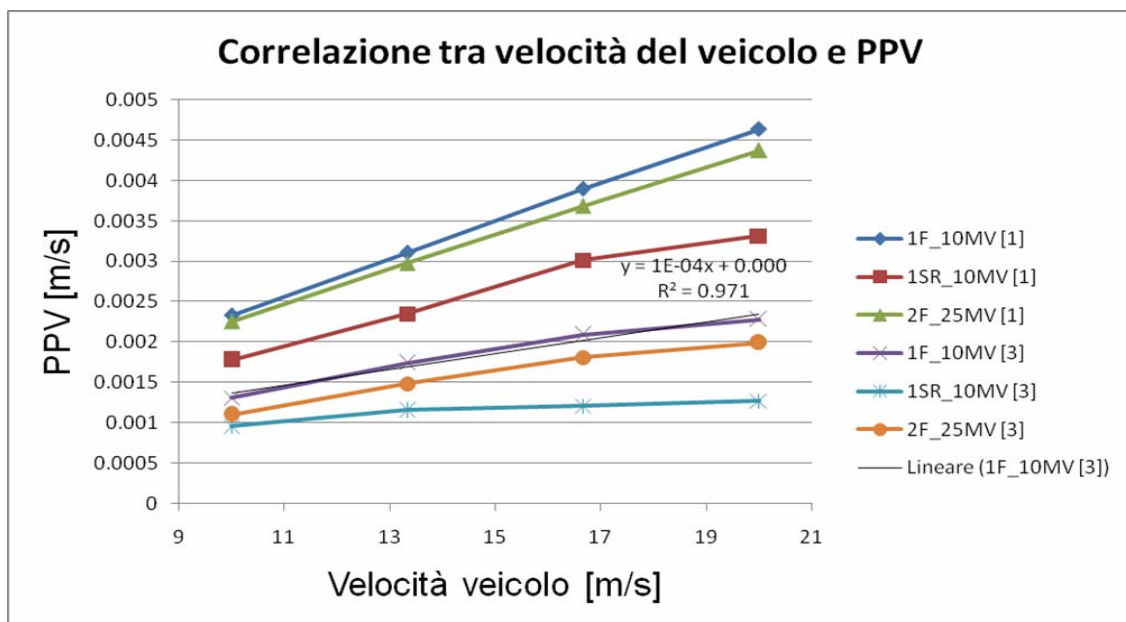


Figura 6.19: Andamento di PPV in funzione della velocità del veicolo.

Più complesso è stato stimare l'influenza dei diversi strati di pavimentazione su PPV. A questo scopo è stato creato un "Indice di Spessore" ISp che tenta di riassumere al suo interno le caratteristiche meccaniche di una dato pacchetto stradale. Si è scelto di utilizzare la formulazione che segue:

$$ISp = \frac{\left(\sum_{i, bitum} K_i CF_i s_i + \left(\frac{K_{fond} + G_{fond}}{2} \right) s_{fond} + \left(\frac{K_{mc} + G_{mc}}{2} \right) s_{mc} + \left(\frac{K_{terr} + G_{terr}}{2} \right) s_{terr} \right)}{10e^8}$$

Dove:

K = bulk modulus [Pa]

s = spessore dello strato [m]

G = shear modulus [Pa]

CF = fattore di creep, calcolato come $\frac{m_s k_s m_v k_v}{m_{s0} k_{s0} m_{v0} k_{v0}}$ dove m e k sono le costanti [Pa] relative

al modello di Burger relativizzate ai valori dello strato di usura. Questo per tenere conto delle caratteristiche smorzanti del modello di Burger.

A parità di tutte le altre variabili, la formulazione che meglio approssima l'andamento in termini di R² è una polinomiale di sesto grado.

Dopo questi primi approcci si è provveduto ad analizzare i dati in possesso valutando tutte le variabili contemporaneamente. Il modello utilizzato per tarare i parametri è stato il seguente:

$$PPV = V \cdot a \cdot e^{bVD} \cdot (c \cdot ISp^6 + d \cdot ISp^5 + e \cdot ISp^4 + f \cdot ISp^3 + g \cdot ISp^2 + h \cdot ISp + i)$$

Dove: V = velocità in metri al secondo;

D = distanza dalla sorgente in metri;

ISp = indice di spessore come calcolato sopra

a,b,c,d,e,f,g,h,i = coefficienti adimensionali da stimare

Sono state separate le pavimentazioni flessibili da quelle semirigide per garantire una migliore omogeneità ai risultati.

Analizziamo in primo luogo il caso delle pavimentazioni flessibili. L'espressione del modello di regressione per il caso in esame, con R² = 0.91, è:

$$PPV = V \cdot 5.35E - 05 \cdot e^{-0.016VD} \cdot \left(\begin{array}{l} -19254.7 \cdot ISp^6 + 73278.11 \cdot ISp^5 - 83520.6 \cdot ISp^4 + \\ -9820.96 \cdot ISp^3 + 86358.13 \cdot ISp^2 - 60037.7 \cdot ISp + 13003.36 \end{array} \right)$$

Si mostrano ora alcuni grafici di esempio per una verifica qualitativa degli andamenti calcolati con modello tridimensionale e previsti statisticamente (figure 6.20 – 6.23).

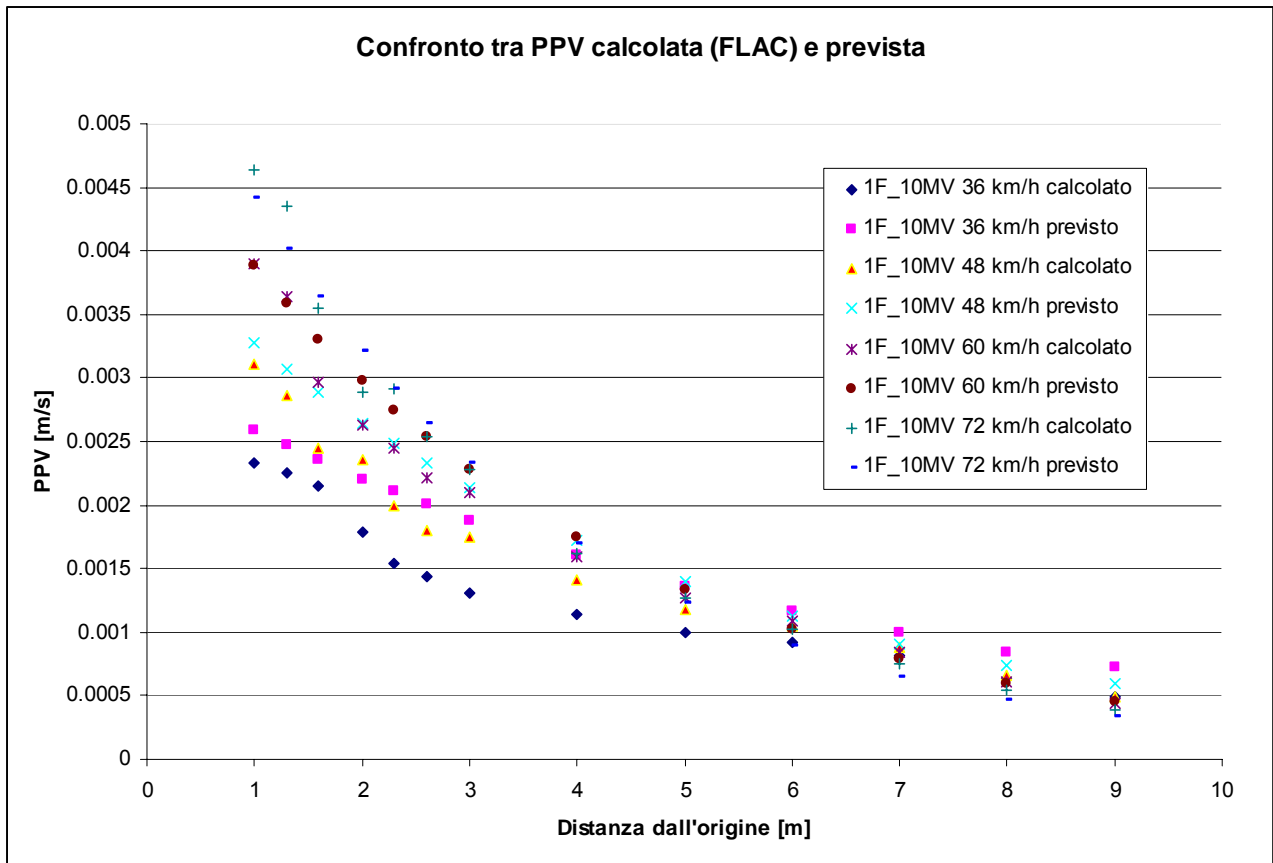


Figura 6.20: Pavimentazione 1F_10MV.

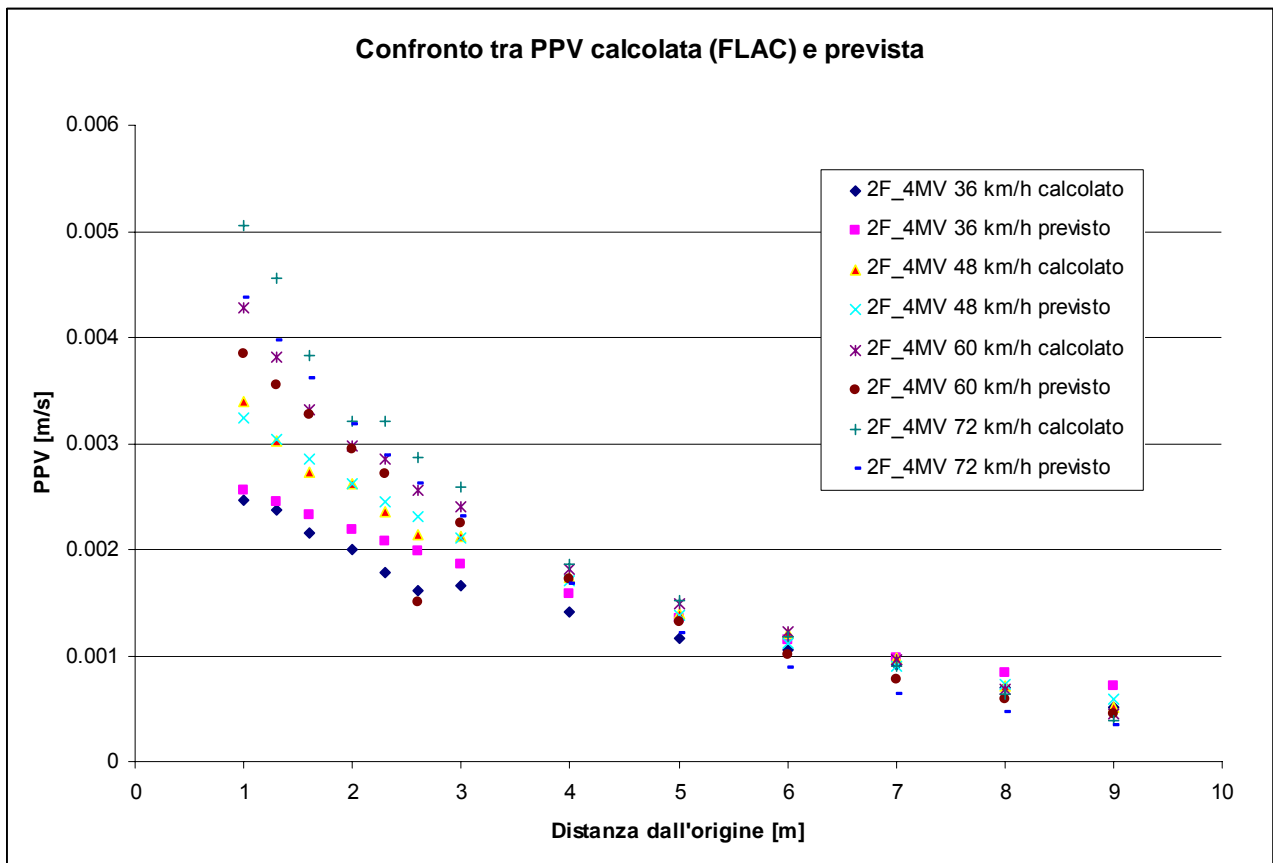


Figura 6.21: Pavimentazione 2F_4MV.

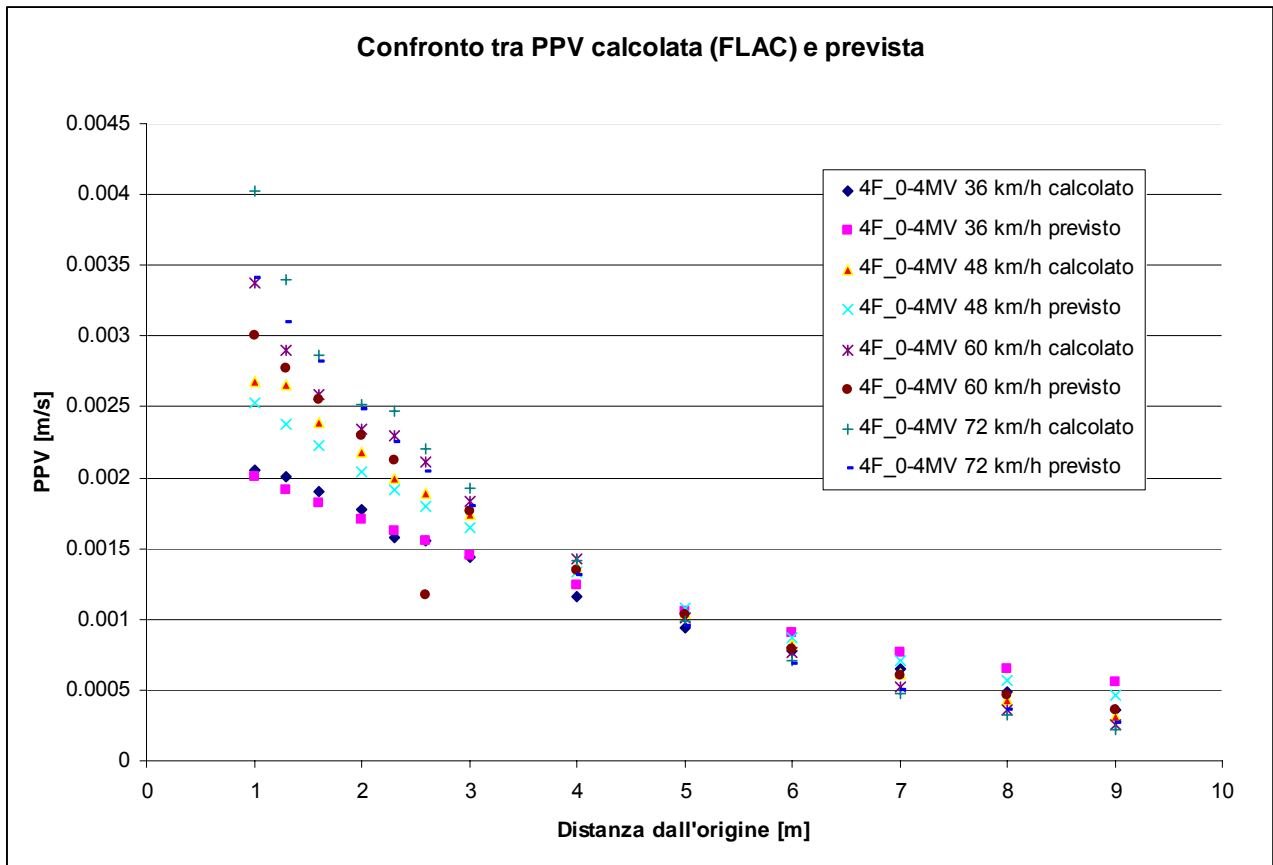


Figura 6.22: Pavimentazione 4F_0-4MV.

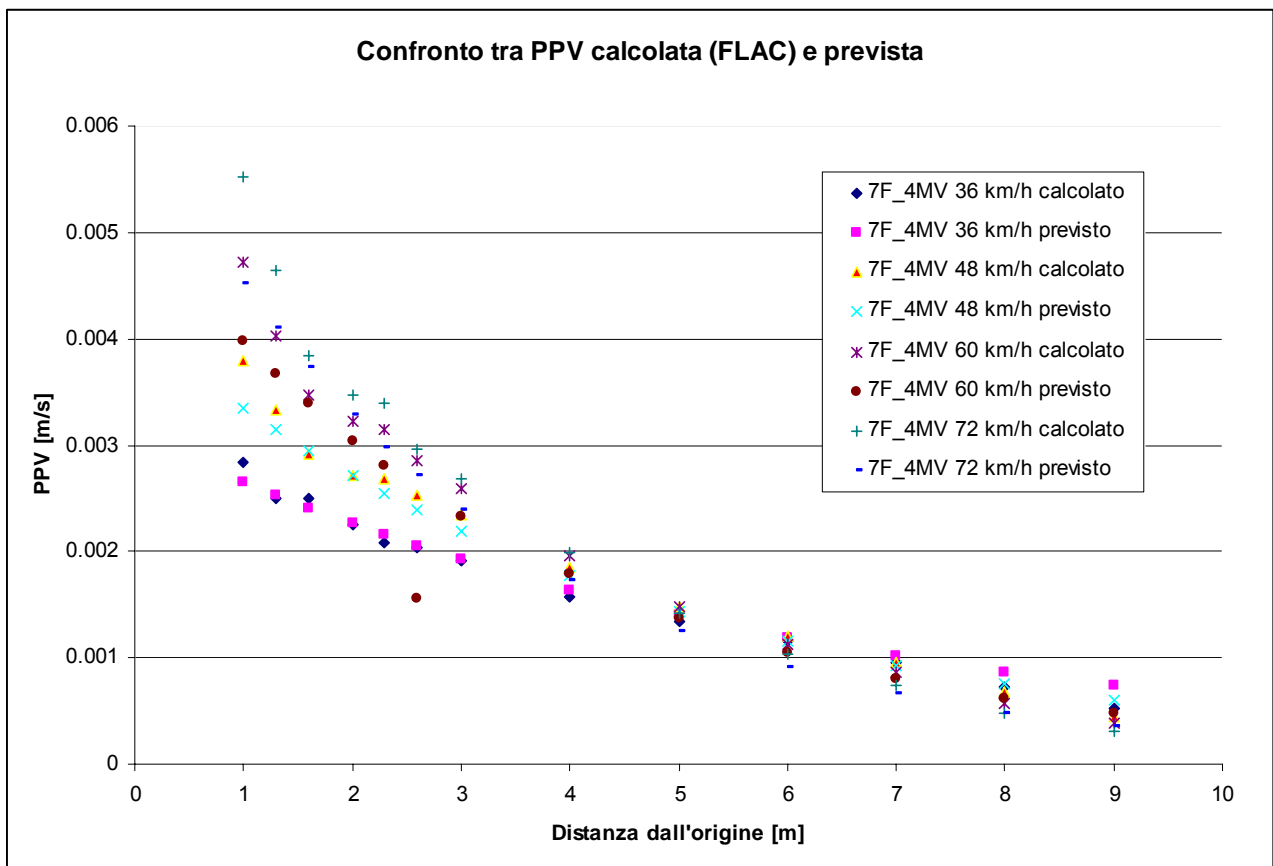


Figura 6.23: Pavimentazione 7F_4MV.

E' ora il turno delle pavimentazioni semirigide. L'espressione del modello di regressione per il caso in esame, con $R^2 = 0.89$, è:

$$PPV = V \cdot 0.00055 \cdot e^{-0.014VD} \cdot \left(\begin{aligned} &-8920.34 \cdot ISp^6 + 74009.01 \cdot ISp^5 - 256507 \cdot ISp^4 + \\ &+ 475405.7 \cdot ISp^3 + -496939 \cdot ISp^2 + 277753.4 \cdot ISp - 64842.3 \end{aligned} \right)$$

Allo stesso modo si presentano alcuni grafici per un confronto qualitativo tra valori calcolati con modello tridimensionale e previsti dalla regressione statistica (figure 6.24 – 6.27).

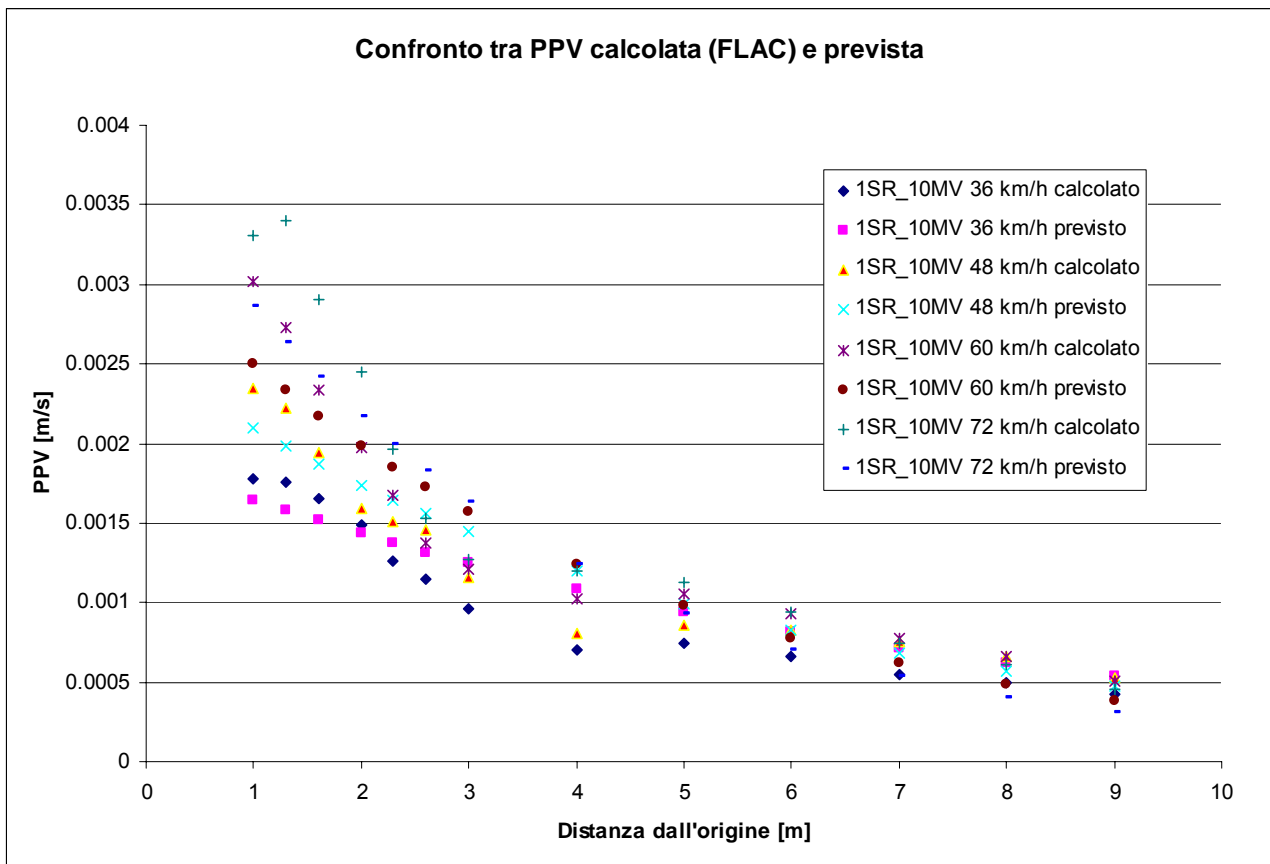


Figura 6.24: Pavimentazione 1SR_10MV.

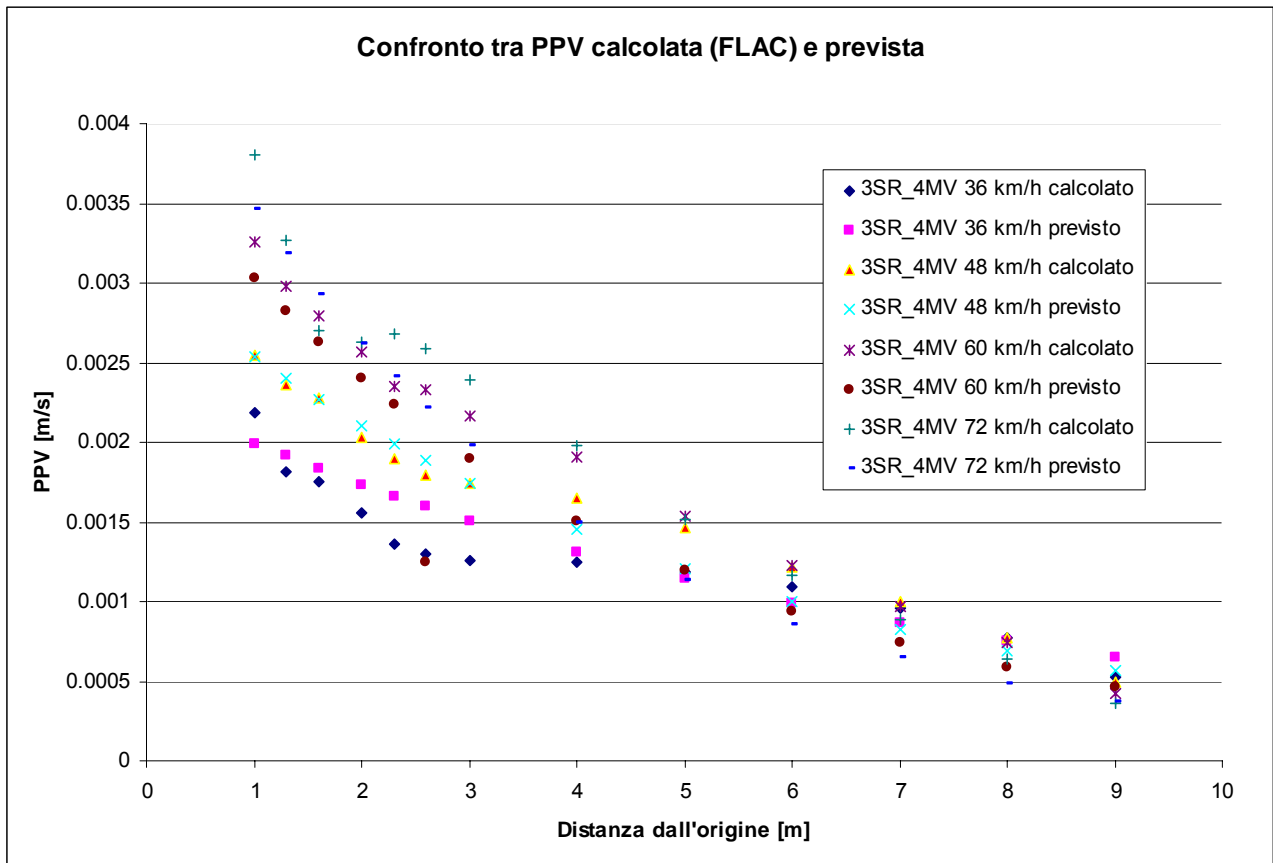


Figura 6.25: Pavimentazione 3SR_4MV.

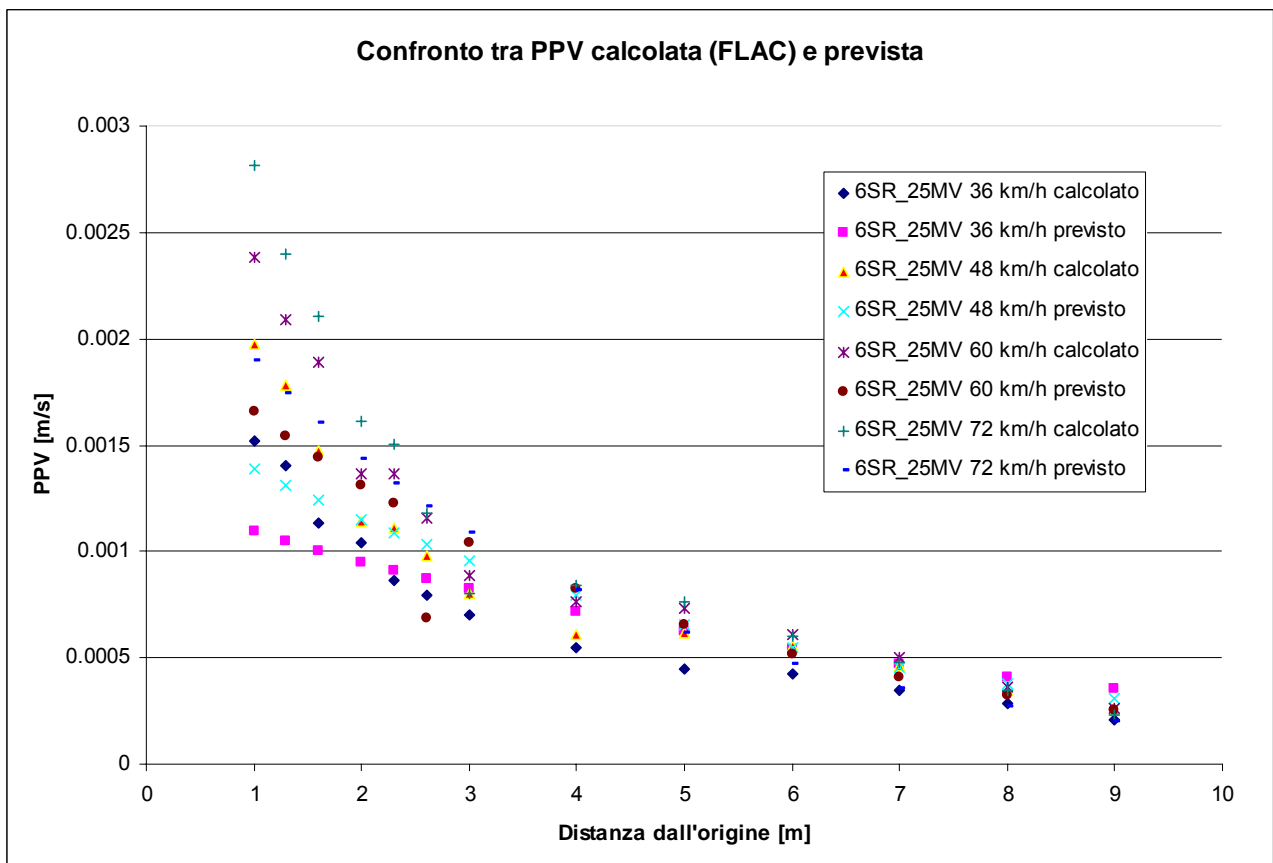


Figura 6.26: Pavimentazione 6SR_25MV.

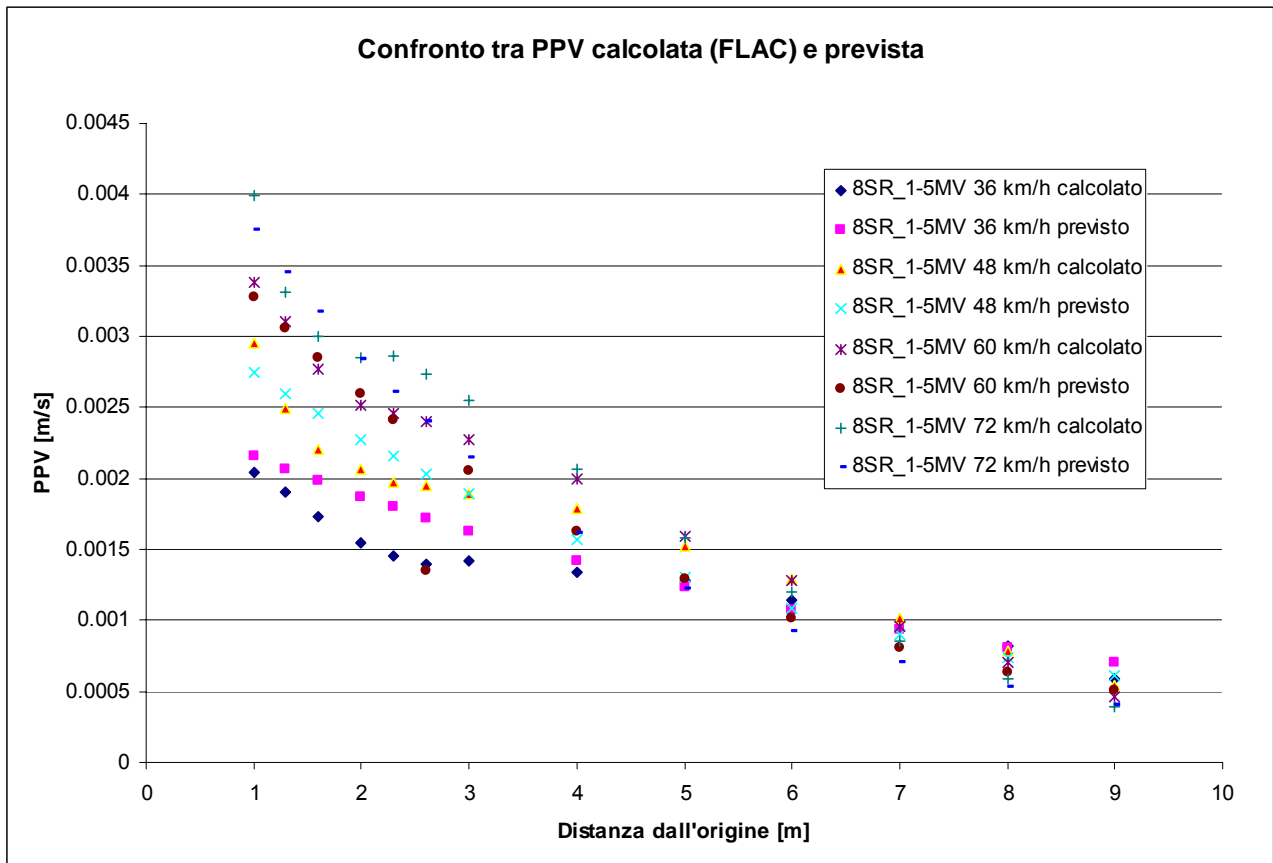


Figura 6.27: Pavimentazione 8SR_1-5MV.

6.2.5 Commento ai risultati

Innanzitutto bisogna segnalare come, a parità di traffico previsto e tipologia stradale, la pavimentazione semirigida dia risultati migliori dal punto di vista dell'abbattimento delle vibrazioni già alla sorgente.

Poi, dal confronto tra i dati ricavati dalle modellazioni numeriche e i valori suggeriti dal modello di regressione si nota un andamento similare, almeno a livello qualitativo. La capacità predittiva del modello di regressione si è dimostrata abbastanza buona nel caso delle pavimentazioni flessibili. L'inserimento dello strato in misto cementato ha portato invece a casi in cui l'errore tra i risultati del calcolo tridimensionale e il modello di regressione è maggiore. La regressione infatti tende principalmente a sottostimare i valori di PPV nelle vicinanze dell'origine e a sovrastimare i valori a medie distanze (2-5 metri). A maggiori distanze lo smorzamento geometrico acquista sempre più importanza e gli scostamenti tra i valori diventano sempre meno sensibili.

6.2.6 Un metodo di attenuazione delle vibrazioni: l'utilizzo di strati con miscela di crumb rubber e l'inserimento di un materassino antivibrante

Sono state simulate tramite il programma alle differenze finite FLAC 3D anche la pavimentazione sperimentale con crumb rubber utilizzata sulla S.G.C. Ferrara – P.to Garibaldi e la pavimentazione con materassino antivibrante realizzata a Demonte. I risultati si possono vedere in figure 6.28 e 6.29

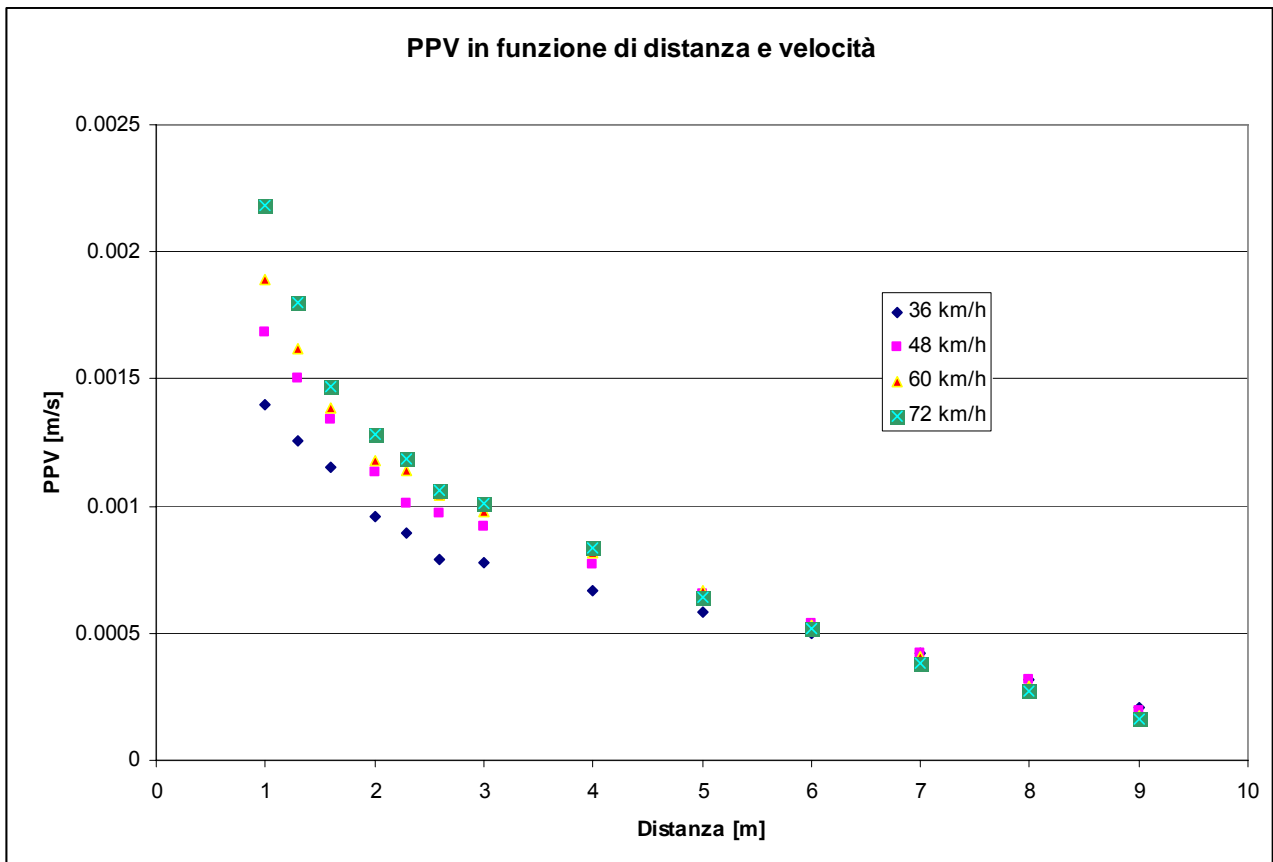


Figura 6.28: Pavimentazione Ferrara P.to Garibaldi.

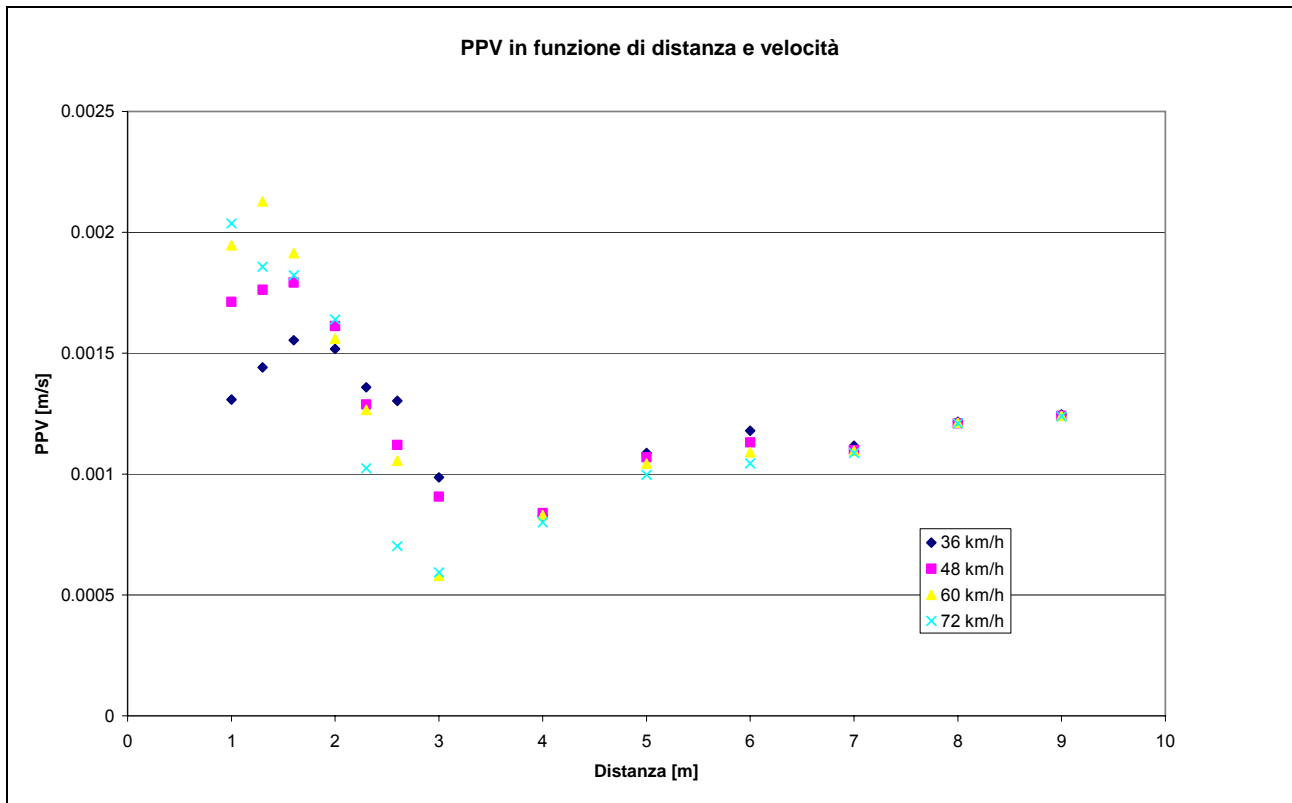


Figura 6.29: Pavimentazione con materassino.

Come si può notare dai grafici i risultati in termini di PPV sono abbastanza simili nei pressi della sorgente. Il confronto dei valori di PPV con pavimentazioni di tipo tradizionale mettono in luce gli effettivi vantaggi di queste pavimentazioni innovative nei confronti di quelle tradizionalmente classificate come flessibili. Allontanandosi in distanza i valori di PPV tra la pavimentazione con il crumb rubber e quella con il materassino divergono notevolmente. Emerge quindi l'utilità che il risvolto laterale del materassino ha nella pavimentazione di Demonte: esso infatti garantisce l'abbattimento delle vibrazioni a contatto con gli edifici vicini, isolando di fatto la pavimentazione e rendendola "galleggiante".

Si è poi tentato di ricondurre questi risultati nello schema già visto tramite il calcolo del relativo indice di spessore ma l'inserimento di materiali particolari e la loro differente disposizione nell'organizzazione del solido stradale hanno purtroppo vanificato gli sforzi effettuati. Bisognerebbe introdurre una sorta di coefficiente riduttivo dovuto all'intrinseca capacità antivibrante della pavimentazione che però non è prevedibile a priori.

Ne consegue quindi che per tipologie di pavimentazioni innovative è possibile fare previsioni di massima che indicano una diminuzione anche superiore al 50% dei valori di PPV in prossimità dell'origine, ma non è saggio spingersi oltre nel dettaglio. D'altra parte

per pavimentazioni così particolari e con obiettivi così specifici la modellazione tridimensionale rimane lo strumento più adatto per il dimensionamento.

CAPITOLO 7

Conclusioni e sviluppi futuri della ricerca

7.1 Conclusioni e sviluppi futuri della ricerca

Lo studio della propagazione delle onde meccaniche all'interno della pavimentazione stradale è iniziato da una prima fase che è consistita nella ricerca delle cause del fenomeno. Successivamente si sono evidenziati i modelli matematici che interpretano il fenomeno vibrazionale e le modalità di misura utilizzabili per ottenere dati quantitativi. Quindi sono state analizzate diverse modalità e tecnologie di attenuazione del fenomeno vibratorio.

Data l'importanza che ha rivestito nella tesi, un capitolo è dedicato al programma di calcolo alle differenze finite utilizzato nella modellazione e successivamente si illustra un caso di studio trattato proprio con questo software.

Infine si è cercato di unificare le esperienze compiute ipotizzando l'esistenza di un legame tra la rigidità della pavimentazione e la propagazione delle onde meccaniche. Il legame in questione si è rivelato più evidente per pavimentazioni di tipo flessibile rispetto a quelle di tipo semirigido. Pavimentazioni di tipo innovativo poi non rispondono agli schemi trovati e quindi necessitano di una trattazione propria anche in funzione delle particolari specifiche che a loro sono richieste.

Partendo da questi punti abbastanza consolidati, gli spunti di ricerca possono essere molteplici. Ad esempio sarebbe auspicabile riuscire a realizzare prove in situ sia su pavimentazioni nuove che già in esercizio da diverso tempo, in modo da avere un riscontro sulla bontà delle approssimazioni realizzate durante la modellazione e per tenere in debito conto il decadimento delle prestazioni dei materiali con il passare degli anni. Allo stesso tempo, studiando il problema dal lato della generazione, sarebbe interessante verificare sul campo in condizioni locali le relazioni proposte da Cebon tra DLC e rugosità superficiale.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ANSI S3.29, **Guide to the evaluation of human exposure to vibrations in buildings** - (American National Standard) - Acoustical Society of America, New York, 1983
- [2] BS 6472, **Evaluation of human exposure to vibrations in buildings (1 to 80 Hz)** - British Standard Institution, 1984
- [3] DIN 4150, **Structural vibrations in buildings** – 1986
- [4] UNI 9614, **Misura delle vibrazioni negli edifici e criteri di valutazione del disturbo** - Ente di Unificazione Italiano, marzo 1990
- [5] UNI 9916, **Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici** – Ente di Unificazione Italiano, aprile 2004
- [6] AASHTO, **Guide for design of pavement structures** – published by American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993
- [7] Al Hussaini T.M., Ahmad S., **Design of waves barriers for reduction of horizontal round vibration** – J. Geotech. Engrg. Div. ASCE 117(4), 1991
- [8] Al Hussaini T.M., Ahmad S., **Simplified design for vibration screening by open and in-filled trenches** - J. Geotech. Engrg. Div. ASCE 117(1), 1991
- [9] Al-Omari B., Darter M.I., **Relationship between IRI and PSR** – Civil Engineering Studies,69 – Federal Highway Administration

[10] *Bachmann H., Amman W. J., Deischl F., **Vibrations problems in structures*** – Birkhause, Verlag Basel, 1995

[11] *Barkan D., **Dynamic of bases and foundations*** – McGraw Hill Book, New York, 1962

[12] *Bonde G., Rundquist G., **Criteria for acceptable traffic-induced vibrations*** – Institute of Technology, Uppsala University, UPTec 81 42, 1984

[13] *Bucchi A., Dondi G., Bonini A., **Generazione e propagazione delle vibrazioni indotte dal traffico in aree urbane*** - Proceedings of the SIV National Symposium, Milano, Italy;

[14] *Buscherini R., Folchi R., **SS 21 “del Colle della Maddalena” – Esecuzione di indagini di monitoraggio vibrazioni indotte da traffico di veicoli sulla SS 21 “del Colle della Maddalena” nel centro storico di Demonte (Cuneo) – Rapporto sul monitoraggio successivo ai lavori di ammodernamento del manto stradale*** – 2004

[15] *Buscherini R., Folchi R., **SS 21 “del Colle della Maddalena” – Esecuzione di indagini di monitoraggio vibrazioni indotte da traffico di veicoli sulla SS 21 “del Colle della Maddalena” nel centro storico di Demonte (Cuneo) – Rapporto sul monitoraggio, satus quo*** – 2004

[16] *Carman R.A., **Experience with community response to groundborne vibration from construction activity when evaluated using...*** - Internoise 96, Liverpool 1996

[17] *Cebon D., Interaction between heavy vehicles and roads* – L. Ray Buckendale Lecture, SAE SP-951, 1993

[18] *Chiarelli, M., Le vibrazioni degli edifici indotte dalle ferrovie sotterranee* – Strade & Autostrade 2, 2004

[19] *Chilton F., Friesz T., Chen E., Traffic induced vibrations* - Transportation Research Record 541, 1975

[20] *Cho H.Y., McCollough F.B., Weissmann J., Considerations on finite element method application in pavement structural analysis* – Transportation research record 1539, National Research Council, Washington D.C., 1996

[21] *Coni M., Analisi sperimentale e simulazione FEM del comportamento dinamico delle sovrastrutture semirigide* – Dipartimento di Ingegneria del Territorio, Università degli studi di Cagliari

[22] *Crispino M., D'Apuzzo M. Valutazione sperimentale dei cicli d'isteresi e dei fattori di smorzamento di conglomerati bituminosi ordinari e modificati* - Atti del XXIII Convegno Nazionale Stradale AIPCR, Verona – 18/21 maggio 1998

[23] *Crispino M., D'Apuzzo M., Measurement and prediction of traffic induced vibrations in heritage building* – Journal of Sound and Vibration 246(2), 2001

[24] *Crispino M., D'Apuzzo M., Nicolosi V., Approccio energetico per la valutazione delle caratteristiche elasto-viscose dei conglomerati bituminosi con prove dinamiche a flessione*

[25] *Domenichini L., Crispino M., D'Apuzzo M., Ferro R., Rumore e vibrazioni da traffico – Influenza delle caratteristiche superficiali delle pavimentazioni* - XXIII Convegno nazionale stradale – Quaderni AIPCR, Verona, 18/21 maggio 1998

[26] *Dondi G., Three dimensional finite element analisys of a reinforced paved road* – Fith international conference of geotextiles, geomembranes and related products, vol. 1, Singapore, 1994

[27] *Dym C.L., Attenuation with distance* – Journal of Sound and Vibration 10(4), 1976

[28] *FLAC version 4.0, User's Guide* – Itasca

[29] *Giuliani A., Analisi di sistemi attenuatori delle vibrazioni generate dal traffico stradale* – Tesi di Laurea, Università degli Studi di Bologna, Facoltà di Ingegneria, 1997

[30] *Guizzardi, R. Elementi di progettazione del benessere ambientale* – Pitagora Editrice Bologna, 1997

[31] *Gutowski T.G., Dym C.L., Propagation of ground vibration* – Journal of sound and vibration , 42(2) 1976

[32] *Hanazato T., Ugai K., Mori M., Sakaguchi R., Three dimensional analysis of induced traffic vibration* – Journal of geotechnical engineering, vol. 117 (8), 1991

[33] *Helwany S., Dyer J., Leidy J., Finite element analisys of flexible pavements* – J. Transp. Eng.142, 1998

[34] *Hide J.H., Lintern H.R., The vibrations of roads and structures*
– Proc. ICE 227, 1929

[35] *Himeno K., Kamijima T., Ikeda T., Abe T., Distribution of tire contact pressure of vehicles and its influence on pavement distress* – ISAP, 8th International Conference on Asphalt Pavements, 1997

[36] *Hjelmstad K.D., Kim J., Zuo Q.H., Finite element procedures for three-dimensional pavement analysis* – Proc., Aircraft/Pavement Technology: in the midst of change, ASCE, New York, 1997

[37] *Howard H.V.C., Griffin M. J., Subjective Response to combined noise and vibration: summation and interaction effects* – Journal of sound and vibration 143(3), 1990

[38] *Huang Y. H., Pavement analysis and design* – Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1993

[39] *Hunt H.E.M., Measurement and modelling of traffic induced ground vibration* – Ph. D. dissertation, University of Cambridge 1998

[40] *Hunt H.E.M., Modelling of road vehicles for calculation of traffic-induced ground vibration as a random process* – Journal of Sound and Vibration 144(1), 1991

[41] *Hunt H.E.M., Stochastic modelling of traffic induced ground vibration* – Journal of sound and vibration 144(1), 1991

[42] *IASPIS, Interazione ambiente sicurezza nel progetto delle infrastrutture stradali, Rapporto conclusivo, cap. 3* – 1998

[43] *Kuhlemeyer R.L., Lysmer J., Finite element method accuracy for wave propagation problems* - Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE vol.99, 1973

[44] *Kuo M.C., Hall K.T., Darter M., Three dimensional finite element model for analysis of concrete pavement support* – Transportation research record 1505, Research Council, Washington D.C., 1995

[45] *Lamberti R., Crispino M., Ruocco F., Infrastrutture di trasporto ferroviario: analisi dei problemi di inquinamento da vibrazioni* – Rivista SISTEMI di TRASPORTO, Aprile-Giugno 1997

[46] *Leonard R., Grainger, Eyre, Loads and vibrations caused by eight commercial vehicles with gross weights exceeding 32 tons* – TRRL Laboratory Report 582, 1974

[47] *Losa M., Vibrazioni indotte dal traffico: valutazione dei parametri dinamici degli strati della pavimentazione mediante prove deflettometriche* – X convegno S.I.I.V., Catania – 26/28 ottobre 2000

[48] *Lysmer J., Kuhlemeyer R.L., Finite dynamic model for infinite media* - J.Engrg.Mech.95, 1969

[49] *Magnusson G., International Report on Surface Characteristics* – AIPCR Montreal, 1995

[50] *Materazzi A.L., Effetti delle vibrazioni di origine ambientale sulle costruzioni* – Dipartimenti di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Perugia, 2001

[51] Miller G.F., Pursey H., **On the partition of energy between elastic waves in a semi-infinite solid** – Philosophical Transaction of the Royal Society London A2333, 1955

[52] Moehler U., Liepert M., Schuemer R., Griefahn B., **Differences between railway and road traffic noise** – Journal of Sound and Vibration 231(3), 2000

[53] Ore, **Effets des vibrations sur les batiments et sur leurs occupants. Aalyse et commentaires del la literature** – Vibrations trasmises par le sol, Rapport 4, 1982

[54] Page J., **Dynamic Behaviour of a single axle vehicle suspension system: a theoretical study** – TRRL Laboratori Report 580, 1973

[55] Pisani R., **Origine, propagazione e modelli revisionali delle vibrazioni dei mezzi di trasporto** – Convegno Nazionale Traffico e Ambiente, Trento, 21-25 feb. 2000

[56] Rada, G., Witczak, M.W., **Comprehensive evaluation of laboratory resilient moduli results for granular materials** - Transp. Res. Rec. 810, TRB, Washington D.C., pp. 23-33, 1981

[57] Saad B., Mitri H., Poorooshasb H., **Three-dimensional dynamic analysis of flexible conventional pavement foundation** –Journal of transportation engineering, ASCE, June 2005

[58] Seganti C., **Ricerca per la definizione di una pavimentazione antivibrante sulla base di un'analisi sperimentale** - Tesi di laurea, Università degli Studi di Bologna

[59] Segol G., Lee C.J., Abel F., **Amplitude reduction of surface waves by trenches** – J. of Engrg Mechanics Div., ASCE, 1978

[60] Shook J.F., Finn F.N., Witczak M.W., Monismith C.L., **Thickness design of asphalt pavements** – The Asphalt Institute Model. Proc. Of 5th Int. Conf. On the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol.1, pp. 17-44, 1982

[61] Simone A., **S.S. n° 21 “del Colle della Maddalena” – Lavori di rifacimento della sovrastruttura stradale nel centro storico di Demonte per la mitigazione delle vibrazioni da traffico: Relazione di calcolo della pavimentazione con specifico riferimento al pacchetto anti-vibrante. Relazione Tecnica 2-C** – A.N.A.S. spa, Compartimento della viabilità per il Piemonte (resp. del procedimento: Bortolan W.), Bologna, 2004

[62] Simone A., **S.S. n° 21 “del Colle della Maddalena” – Lavori di rifacimento della sovrastruttura stradale nel centro storico di Demonte per la mitigazione delle vibrazioni da traffico: Relazione Generale** – A.N.A.S. spa, Compartimento della viabilità per il Piemonte (resp. del procedimento: Bortolan W.), Bologna, 2004

[63] Simone A., **S.S. n° 21 “del Colle della Maddalena” – Lavori di rifacimento della sovrastruttura stradale nel centro storico di Demonte per la mitigazione delle vibrazioni da traffico: Relazione geologico-geotecnica (pozzetti esplorativi) Relazione Tecnica 2-A** – A.N.A.S. spa, Compartimento della viabilità per il Piemonte (resp. del procedimento: Bortolan W.), Bologna, 2004

[64] Simone A., **S.S. n° 21 “del Colle della Maddalena” – Lavori di rifacimento della sovrastruttura stradale nel centro storico di Demonte per la mitigazione delle vibrazioni da traffico: Relazione**

sull'indagine conoscitiva e su monitoraggio. Relazione Tecnica 2-B – A.N.A.S. spa, Compartimento della viabilità per il Piemonte (resp. del procedimento: Bortolan W.), Bologna, 2004

[65] **Simone A., S.S. N° 21 "del Colle della Maddalena" – Relazione di calcolo della pavimentazione con specifico riferimento al pacchetto anti-vibrante – Relazione Tecnica 2C** – ANAS s.p.a., Bologna, 2004

[66] **Simone A., Utilizzo dei granulati in gomma in alcune applicazioni stradali -**

[67] **Sousa J.B., Lysmer J., Chen S.S., e Monismith, C.L., Effects of dynamic loads on performance of asphalt concrete pavements -** Transp. Res. Rec. 107, TRB, Washington D.C., pp. 145-168, 1988

[68] **Terrel R.L., Awad I.S., Foss L.R., Techniques for characterizing bituminous materials using a versatile triaxial testing system –** Fatigue and Dynamic Testing of bituminous Mixtures, ASTM STP 561, Philadelphia, 1974

[69] **Tholen O., Ground vibrations caused by road traffic** – National Swedish Road and Traffic Institute (VTI) unpublished report N° 53, 1974

[70] **Tutumluer E., Thompson M. R., Techniques for characterizing bituminous materials using a versatile triaxial testing sistem –** Fatigue and dynamic testing of bituminous mixtures, ASTM STP 561, Philadelphia, 1997

[71] **Uddin W., Ricalde L., Nonlinear material modelling and dynamic finite element simulation of asphalt pavement –** Fourteenth engineering mechanics conference, ASCE, Austin, 2000

[72] Unterberger W., Honeger C., Preh A., **Advanced application of FLAC analyses in traffic vibration prediction**

[73] Verhas H.P., **Prediction of propagation of train-induced round vibration** – Journal of sound and vibration, 66 1979

[74] Viola, E. **Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture vol. 1 e 2** – Pitagora Editrice, Bologna, 2001

[75] Watts G.R., **The generation and propagation of vibrations in various soils produced by the dynamic loading of road pavements** – Journal of sound and vibration 152(2), 1992

[76] Watts G.R., **Traffic induced ground-borne vibrations in dwellings** – TRRL Research Report 102, 1987

[77] Watts G.R., **Traffic induced vibrations in buildings** – Transport and Road Research Laboratory, Research Report 246, 1990

[78] Watts G.R., **Traffic vibrations and buildings damage** - Transport and Road Research Laboratory, Research Report 146, 1988 (b)

[79] Whiffin, Leonard, **A survey of traffic induced vibrations** – TRRL Laboratory Report 418, 1971

[80] White T., Haddock J.E., Hand A.H., Fang H., **Contribution of pavement structural layers to rutting of hot mix asphalt pavements** – NCHRP Rep 468, National Research Council, Washington D.C., 2002

[81] *Zaghloul S.M., White T.D., Use of a three-dimensional dynamic finite element program for analysis of flexible pavement* – Transportation research record 1388, Resourch Council, Washington D.C., 1993

[82] <http://roads.dicea.unifi.it/iaspis>