



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA

Facoltà di ingegneria

SISTEMI DI ANCORAGGIO PER ELEMENTI NON STRUTTURALI

**PROGETTO E SIMULAZIONE NUMERICA DI PROVE
SU TAVOLA VIBRANTE**

Tesi di Laurea Magistrale

Daniele Gualano

Relatore

prof. Ing. Claudio Modena

Correlatori

ing. Nicola Mazzon

ing. Giovanni Tecchio

A.A. 2011-2012

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano per il loro prezioso contributo a questo lavoro l'ing. Daniele Alì Santoro, per il suo supporto nella modellazione e nella simulazione numerica eseguita, l'ing. Marco Abate, per le sue consulenze sui sistemi di fissaggio e per la progettazione del telaio che verrà utilizzato nella campagna sperimentale, ed i correlatori ing. Nicola Mazzon e ing. Giovanni Tecchio che hanno diretto lo studio con efficienza e con la massima disponibilità nel chiarire eventuali dubbi e risolvere i problemi che abbiamo riscontrato.

Un ringraziamento particolare va all'azienda ITW C.P.-Italy per aver fornito la documentazione tecnica ed i risultati delle prove di caratterizzazione meccanica sui prodotti oggetto delle analisi sviluppate nella presente tesi.

SISTEMI DI ANCORAGGIO PER ELEMENTI NON STRUTTURALI

Daniele Gualano

Sommario

Sommario	3
Indice delle figure	6
INTRODUZIONE.....	9
1. RIFERIMENTI NORMATIVI.....	10
1.1. DM 14-01-2008	11
1.1.1. AZIONE SISMICA SULLA STRUTTURA	11
1.1.2. AZIONE DI PROGETTO SUGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI	13
1.1.3. ANALISI NON LINEARE DINAMICA MEDIANTE L'UTILIZZO DI ACCELEROGRAMMI	14
1.2. ASCE 7-10	15
1.3. AC156 2010	17
1.3.1. GENERAZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI	17
1.3.2. CORREZIONE DELL'INPUT PER TENERE CONTO DELLA RIGIDEZZA DELLA STRUTTURA IN DIREZIONE ORIZZONTALE.....	19
1.3.3. CORREZIONE DELL'INPUT PER TENERE CONTO DELLA RIGIDEZZA DELLA STRUTTURA IN DIREZIONE VERTICALE	19
1.3.4. PROCEDURA DELLA PROVA	20
1.4. IEEE std 693-2005.....	21
1.4.1. SPETTRO TARGET.....	21
1.4.2. GENERAZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI	23
1.4.3. PROCEDURA DELLA PROVA	24
1.5. FEMA 461-2007.....	25
2. DESCRIZIONE DELLA PROVA.....	27
2.1. DESCRIZIONE DELL'APPARATO STRUMENTALE	28
2.2. TELAIO DI SUPPORTO	30
2.3. SISTEMI DI FISSAGGIO	33
2.3.1. CLASSIFICAZIONE.....	33
2.3.2. SISTEMI DI FISSAGGIO MECCANICI AD ESPANSIONE	34
2.3.3. SISTEMI DI FISSAGGIO MECCANICI PER SOTTOSQUADRO	35
2.3.4. SISTEMI DI FISSAGGIO PER ADESIONE CHIMICA	35
2.3.5. SISTEMI DI FISSAGGIO OGGETTO DELLA PROVA.....	37
2.4. PROCEDURA DELLA PROVA.....	38
3. GENERAZIONE DELL'INPUT PER LA TAVOLA VIBRANTE	39

SISTEMI DI ANCORAGGIO PER ELEMENTI NON STRUTTURALI

Daniele Gualano

3.1.	INTRODUZIONE	39
3.2.	GENERAZIONE	39
3.3.	CORREZIONE DELL'INPUT – PROCEDURA DI FILTRAGGIO.....	53
3.4.	CORREZIONE DELL'INPUT – PROCEDURA DI SPECTRUM MATCHING.....	58
3.5.	CORREZIONE DELL'INPUT PER TENERE CONTO DELLE CARATTERISTICHE ELETTRICHE, IDRAULICHE E MECCANICHE DELLA TAVOLA VIBRANTE.	62
3.6.	ACCELEROGRAMMI DEFINITIVI.....	63
4.	SIMULAZIONE DELLA PROVA.....	71
4.1.	MODELLO AD ELEMENTI MONODIMENSIONALI (BEAM)	72
4.1.1.	CARATTERISTICHE DEL MODELLO	72
4.1.2.	MODI DI VIBRARE	73
4.2.	MODELLO AD ELEMENTI BIDIMENSIONALI (PLATES).....	75
4.2.1.	CARATTERISTICHE DEL MODELLO	75
4.2.2.	MODI DI VIBRARE	77
4.3.	MODELLO LOCALE.....	81
4.3.1.	MODELLAZIONE DEL BLOCCO DI CALCESTRUZZO, LEGGE COSTITUTIVA	84
4.3.2.	MODELLAZIONE DEL TASSELLO, LEGGE COSTITUTIVA	84
4.3.3.	MODELLAZIONE DELLA VITE, LEGGE COSTITUTIVA.....	84
4.3.4.	CALIBRAZIONE DEL MODELLO SULLA BASE DEI RISULTATI SPERIMENTALI	85
4.4.	CALIBRAZIONE DELLE MASSE AGGIUNTIVE DA COLLEGARE AL TELAIO.....	90
4.4.1.	IPOSTESI A	92
4.4.2.	IPOSTESI B	95
4.4.3.	SOLUZIONE PROPOSTA.....	98
4.5.	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI, MODELLO GLOBALE.....	100
4.5.1.	PGA 0.2 g	100
4.5.2.	PGA 0.4 g	103
4.5.3.	PGA 0.6 g	105
4.5.4.	PGA 0.8 g	107
4.5.5.	PGA 0.9 g	109
4.5.6.	COMMENTI.....	111
4.6.	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI, MODELLO LOCALE	112
4.6.1.	SPOSTAMENTI DELLA TESTA DELLA VITE.....	112
4.6.2.	FORZE SULLA TESTA DELLA VITE.....	114
4.6.3.	COMMENTI.....	117

5.	CONCLUSIONI	118
6.	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	119
	ALLEGATO A: Valutazione della variazione dell'accelerazione lungo l'altezza dell'edificio, approccio di Retamales et al. (2008)	122
	ALLEGATO B: Modified Maekawa Concrete Model.....	125
	Elasto-plastic Damage Model	125
	Cracked Concrete Model	126

Indice delle figure

Fig. 1 Spettro di risposta elastico in accelerazione (NTC 2008).....	12
Fig. 2 Spettro di risposta elastico (ASCE 7-10).....	15
Fig. 3 Spettro RRS adimensionalizzato (AC 156).....	18
Fig. 4 Spettro di risposta per livello elevato (0.5g) (IEEE 2005).....	22
Fig. 5 Spettro di risposta per livello moderato (0.25g) (IEEE 2005).....	23
Fig. 6 Spettri di risposta (Applied Tecnology Council 2007) (FEMA 461)	25
Fig. 7 Tavole in dotazione al laboratorio ENEA.....	28
Fig. 8 Schema della tavola master	28
Fig. 9 Centrale oleodinamica	29
Fig. 10 Pianta del telaio di supporto	30
Fig. 11 Prospetto del telaio di supporto	31
Fig. 12 Vista 3D del telaio di supporto.....	32
Fig. 13 Meccanismi di trasferimento del carico dei fissanti (Eligehausen R. 2006)	33
Fig. 14 Sistemi di fissaggio load-controlled	34
Fig. 15 Sistemi di fissaggio deformation-controlled	35
Fig. 16 Sistemi di fissaggio meccanici per sottosquadro	35
Fig. 17 Tipici ancoranti con legante chimico (Eligehausen R. 2006).....	36
Fig. 18 Spettro RRS per accelerazioni orizzontali, valori in termini di frequenze.....	40
Fig. 19 Spettro RRS per accelerazioni orizzontali, valori in termini di periodo	41
Fig. 20 Spettro RRS per accelerazioni verticali, valori in termini di frequenze.....	41
Fig. 21 Spettro RRS per accelerazioni verticali, valori in termini di periodo	42
Fig. 22 Parametri del software SIMQKE	43
Fig. 23 Accelerogramma con pga 0.4 g generato per la direzione "x"	44
Fig. 24 Velocità in direzione "x"	44
Fig. 25 Spostamenti in direzione "x"	45
Fig. 26 Accelerogramma con pga 0.4 g generato per la direzione "y"	46
Fig. 27 Velocità in direzione "y"	46
Fig. 28 Spostamenti in direzione "y"	47
Fig. 29 Accelerogramma con pga 0.268 g generato per la direzione "z"	48
Fig. 30 Velocità in direzione "z"	48
Fig. 31 Spostamenti in direzione "z"	49
Fig. 32 Discrete amplitude spectrum dell'accelerogramma PGA 0.4 x	50
Fig. 33 Spettro di risposta elastico con smorzamento al 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 x.....	51
Fig. 34 Spettro di risposta elastico con smorzamento al 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 y.....	51
Fig. 35 Spettro di risposta elastico con smorzamento al 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 z	52
Fig. 36 Parametri del programma SeismoSignal.....	53
Fig. 37 Accelerogramma PGA 0.4 x filtrato.....	54
Fig. 38 Velocità derivate dall'accelerogramma PGA 0.4 x filtrato	54
Fig. 39 Spostamenti derivati dall'accelerogramma PGA 0.4 x filtrato	55
Fig. 40 Discrete amplitude spectrum dell'accelerogramma PGA 0.4 x filtrato	55
Fig. 41 Confronto tra il discrete amplitude spectrum dell'accelerogramma PGA 0.4 x originale e filtrato	56
Fig. 42 Spettro di risposta elastico con smorzamento del 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 x filtrato.....	57

Fig. 43 Parametri del software SeismoMatch	58
Fig. 44 Confronto tra il discrete amplitude spectrum dell'accelerogramma PGA 0.4 x filtrato e modificato con la procedura di spectrum matching.....	60
Fig. 45 Spettro di risposta elastico con smorzamento del 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 x modificato con la procedura di spectrum matching	61
Fig. 46 Accelerogramma PGA 0.4 x definitivo	63
Fig. 47 Velocità derivate dall'accelerogramma PGA 0.4 x definitivo.....	64
Fig. 48 Spostamenti derivati dall'accelerogramma PGA 0.4 x definitivo.....	64
Fig. 49 Accelerogramma PGA 0.4 y definitivo	65
Fig. 50 Velocità derivate dall'accelerogramma PGA 0.4 y definitivo.....	65
Fig. 51 Spostamenti derivati dall'accelerogramma PGA 0.4 y definitivo.....	66
Fig. 52 Accelerogramma PGA 0.4 z definitivo.....	67
Fig. 53 Velocità derivate dall'accelerogramma PGA 0.4 z definitivo	67
Fig. 54 Spostamenti derivati dall'accelerogramma PGA 0.4 z definitivo.....	68
Fig. 55 Spettro di risposta elastico con smorzamento del 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 x definitivo	69
Fig. 56 Spettro di risposta elastico con smorzamento del 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 y definitivo	69
Fig. 57 Spettro di risposta elastico con smorzamento del 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 z definitivo	70
Fig. 58 Modello ad elementi monodimensionali, visualizzazione wireframe	72
Fig. 59 Modello ad elementi monodimensionali, visualizzazione solida.....	72
Fig. 60 1° modo di vibrare del modello a beam	74
Fig. 61 2° Modo di vibrare del modello a beam	74
Fig. 62 3° modo di vibrare del modello a beam	75
Fig. 63 27° modo di vibrare del modello a beam	75
Fig. 64 Modello a plates e beam, visualizzazione piana.....	76
Fig. 65 Modello a plates e beam, visualizzazione solida	76
Fig. 66 1° modo di vibrare, modello a plates e beam.....	79
Fig. 67 2° modo di vibrare, modello a plates e beam.....	79
Fig. 68 3° modo di vibrare, modello a plates e beam.....	80
Fig. 69 15° modo di vibrare, modello a plates e beam.....	80
Fig. 70 Tassello T66 10-100/50.....	81
Fig. 71 Vista complessiva del modello locale	82
Fig. 72 Esploso del modello locale con identificazione dei componenti	82
Fig. 73 Risultati sperimentali delle prove di estrazione su tasselli plastici ad espansione.....	85
Fig. 74 Risultati sperimentali delle prove di taglio su tasselli plastici ad espansione	86
Fig. 75 Confronto tra risultati sperimentali delle prove di estrazione su tasselli plastici ad espansione e simulazione numerica.....	87
Fig. 76 Deformazione a rottura per la prova di sfilamento, sezione verticale	87
Fig. 77 Confronto tra risultati sperimentali delle prove di taglio su tasselli plastici ad espansione e simulazione numerica.....	88
Fig. 78 Deformazione a rottura per la prova di taglio, sezione verticale	88
Fig. 79 Sollecitazioni sui tasselli.....	91
Fig. 80 Sforzo equivalente nel tassello T66 ipotesi A	92
Fig. 81 Sforzo equivalente nel tassello FIXFORM ipotesi A	93
Fig. 82 Sforzo equivalente nel tassello TRIGA ipotesi A	93

SISTEMI DI ANCORAGGIO PER ELEMENTI NON STRUTTURALI

Daniele Gualano

Fig. 83 Sforzo equivalente nel tassello EPCON ipotesi A.....	94
Fig. 84 Sforzo equivalente nel tassello T66 ipotesi B	95
Fig. 85 Sforzo equivalente nel tassello FIXFORM ipotesi B.....	96
Fig. 86 Sforzo equivalente nel tassello TRIGA ipotesi B.....	96
Fig. 87 Sforzo equivalente nel tassello EPCON ipotesi B	97
Fig. 88 Confronto tra i risultati delle simulazioni nelle ipotesi A e B.....	98
Fig. 89 Campo resistente dei tasselli di ancoraggio.....	99
Fig. 90 Sforzo equivalente nel tassello T66, run con PGA 0.2 g.....	100
Fig. 91 Sforzo equivalente nel tassello FIXFORM, run con PGA 0.2 g.....	101
Fig. 92 Sforzo equivalente nel tassello TRIGA, run con PGA 0.2 g.....	101
Fig. 93 Sforzo equivalente nel tassello EPCON, run con PGA 0.2 g	102
Fig. 94 Sforzo equivalente nel tassello T66, run con PGA 0.4 g.....	103
Fig. 95 Sforzo equivalente nel tassello FIXFORM, run con PGA 0.4 g.....	103
Fig. 96 Sforzo equivalente nel tassello TRIGA, run con PGA 0.4 g.....	104
Fig. 97 Sforzo equivalente nel tassello EPCON, run con PGA 0.4 g	104
Fig. 98 Sforzo equivalente nel tassello T66, run con PGA 0.6 g.....	105
Fig. 99 Sforzo equivalente nel tassello FIXFORM, run con PGA 0.6 g.....	105
Fig. 100 Sforzo equivalente nel tassello TRIGA, run con PGA 0.6 g.....	106
Fig. 101 Sforzo equivalente nel tassello EPCON, run con PGA 0.6 g	106
Fig. 102 Sforzo equivalente nel tassello T66, run con PGA 0.8 g.....	107
Fig. 103 Sforzo equivalente nel tassello FIXFORM, run con PGA 0.8 g.....	107
Fig. 104 Sforzo equivalente nel tassello TRIGA, run con PGA 0.8 g.....	108
Fig. 105 Sforzo equivalente nel tassello EPCON, run con PGA 0.8 g	108
Fig. 106 Sforzo equivalente nel tassello T66, run con PGA 0.9 g.....	109
Fig. 107 Sforzo equivalente nel tassello FIXFORM, run con PGA 0.9 g.....	109
Fig. 108 Sforzo equivalente nel tassello TRIGA, run con PGA 0.9 g.....	110
Fig. 109 Sforzo equivalente nel tassello EPCON, run con PGA 0.9 g	110
Fig. 110 Spostamento della vite in direzione x.....	112
Fig. 111 Spostamento della vite in direzione y.....	113
Fig. 112 Spostamento della vite in direzione z	113
Fig. 113 Forza sulla vite in direzione x	114
Fig. 114 Forza sulla vite in direzione y	115
Fig. 115 Forza sulla vite in direzione z	115
Fig. 116 Sforzo equivalente nel tassello T66, run con PGA 0.9 g, modello locale	116
Fig. 117 Sforzo equivalente nel tassello T66, run con PGA 0.9 g, confronto tra modello globale e locale ...	117
Fig. 118 Modello semplificato di un edificio multipiano (Retamales et al., 2008).....	122
Fig. 119 Fattore FRS proposto da Retamales et al. [2008] (estratto).....	124
Fig. 120 Ciclo di isteresi, modello di Maekawa modificato	126

INTRODUZIONE

Oggetto del presente studio è la progettazione di una campagna sperimentale atta a caratterizzare la resistenza dei sistemi di ancoraggio di elementi non strutturali soggetti ad un evento sismico.

Le prove saranno eseguite utilizzando un telaio di supporto in cemento armato, la cui progettazione è stata oggetto di uno studio specifico per il quale ringraziamo l'ing. Marco Abate, al quale saranno fissati otto elementi non strutturali ciascuno costituito da una serie di lastre d'acciaio di dimensioni 500x500x25 mm collegate insieme fino a raggiungere il peso voluto.

I sistemi di fissaggio saranno di diverso tipo per ciascuna massa fissata, al fine di confrontare la resistenza dei diversi sistemi di ancoraggio e di confrontarne il diverso comportamento per azioni dinamiche.

La progettazione si è articolata attraverso diverse fasi:

- Generazione dell'input per la tavola vibrante triassiale secondo i criteri descritti nella norma AC156,
- Modellazione matematica del telaio di prova,
- Simulazione numerica della prova.

Lo studio ha permesso di progettare il segnale di input per la tavola vibrante e di tarare le masse degli elementi non strutturali appesi al telaio di prova in modo da raggiungere la rottura dei sistemi di fissaggio sotto l'azione dell'input generato.

1. RIFERIMENTI NORMATIVI

In questo capitolo faremo una panoramica sulle principali norme e linee guida italiane ed americane che si possono seguire per la progettazione di una prova su tavola vibrante per la caratterizzazione della resistenza di sistemi di fissaggio di elementi non strutturali sotto l'azione di eventi sismici.

Nel caso di un evento sismico, gli elementi non strutturali presenti all'interno di un edificio subiscono un'azione che può essere amplificata o mitigata dalla struttura. Vi sono diversi parametri da cui dipende l'effettiva azione che subiscono i componenti non strutturali: la rigidità dell'edificio, la rigidità degli elementi non strutturali (si possono suddividere in rigidi o flessibili), il tipo e le caratteristiche meccaniche del sistema di collegamento dell'elemento non strutturale all'edificio, la collocazione topologica dell'elemento all'interno dell'edificio.

Quando si rende necessaria una caratterizzazione sismica specifica degli elementi non strutturali, come nel caso di grandi elementi di controsoffittatura, importanti macchinari all'interno di fabbriche o strutture ospedaliere o centrali nucleari, oppure ancora quando l'elemento non strutturale da proteggere è di particolare pregio storico/artistico si possono seguire diverse norme nazionali od internazionali. In generale tutte le norme calcolano l'azione sismica prendendo come riferimento l'azione subita dalla struttura nella quale sarà collocato l'oggetto dello studio ed applicando procedure di adeguazione alle caratteristiche dell'elemento non strutturale più o meno semplificate.

Le norme che seguono quest'approccio, italiane ed americane sono:

- DM 14-01-2008 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI"
- ASCE 7-10 "MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES"

Nel caso in cui si vogliono eseguire degli specifici test di laboratorio su tavola vibrante atti a caratterizzare il comportamento degli elementi strutturali e/o del sistema di collegamento degli stessi alla struttura, come nel nostro studio, si possono seguire i criteri stabiliti dalle norme specifiche:

- AC156 2010 "ACCEPTANCE CRITERIA FOR SEISMIC CERTIFICATION BY SHAKE-TABLE TESTING OF NONSTRUCTURAL COMPONENTS"
- IEEE Std 693-2005 "RECOMMENDED PRACTICE FOR SEISMIC DESIGN OF SUBSTATIONS"
- FEMA 461-2007 "INTERIM TESTING PROTOCOLS FOR DETERMINING THE SEISMIC PERFORMANCE CHARACTERISTICS OF STRUCTURAL AND NONSTRUCTURAL COMPONENTS"

Abbiamo fatto riferimento alle norme ed alle linee guida americane in quanto ad oggi non sono ancora state sviluppate direttive italiane od europee specifiche per l'esecuzione di prove di laboratorio su elementi non strutturali.

L'oggetto specifico del nostro studio sono i sistemi di fissaggio degli elementi non strutturali, tuttavia non esistono norme italiane specifiche sulla resistenza di questi elementi, pertanto abbiamo fatto riferimento alle norme generali sulla progettazione degli elementi non strutturali.

1.1. DM 14-01-2008

Il decreto ministeriale DM 14-01-2008 “NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI” contiene le prescrizioni da adottare nella progettazione di edifici od opere di ingegneria nel territorio italiano ed i criteri di verifica per le strutture esistenti. In particolare precisa come definire le resistenze di calcolo dei vari materiali da costruzione, come calcolare le azioni di progetto (pesi propri, carichi permanenti, carichi variabili, neve, vento, azioni sismiche) e quali procedure di analisi si possono adottare nelle diverse verifiche.

Per quanto riguarda la verifica sismica di elementi non strutturali, essi si ipotizzano soggetti alla stessa accelerazione sismica di progetto ipotizzata per il dimensionamento o la verifica della struttura, ma l'azione dalla quale sono sollecitati viene corretta per tener conto della collocazione dell'elemento non strutturale all'interno dell'edificio e della differenza tra la rigidità dell'elemento non strutturale stesso e quella della struttura.

La norma non contiene prescrizioni specifiche per le prove su tavola vibrante, pertanto non vi sono indicazioni né sui criteri da adottare per generare gli accelerogrammi da usare durante i test, né sulle condizioni di accettazione per i risultati ottenuti. Tuttavia, come vedremo, nel paragrafo 3.2.3.6. sono indicate le caratteristiche richieste agli accelerogrammi per il loro impiego in procedure di analisi non lineari dinamiche, pertanto all'occorrenza possono essere utilizzati questi accelerogrammi applicando gli opportuni coefficienti di correzione per tenere conto della posizione dell'elemento non strutturale nell'edificio e delle caratteristiche dell'edificio stesso.

1.1.1. AZIONE SISMICA SULLA STRUTTURA

Come vedremo nel prossimo paragrafo, l'azione di progetto mediante la quale devono essere verificati gli elementi non strutturali viene calcolata a partire dall'accelerazione massima subita dalla struttura in esame per il particolare stato limite di verifica.

E' necessario, quindi, caratterizzare l'azione sismica che subisce la struttura nel suo complesso, oggetto questo del capitolo 3.2. del DM 14-01-2008.

L'azione sismica di progetto viene calcolata a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, definita come l'accelerazione massima a_g attesa su suolo rigido con superficie topografica orizzontale, su campo libero. Per ciascun sito nel territorio nazionale, la norma fornisce i valori necessari per caratterizzare lo spettro di risposta elastico:

- a_g : accelerazione orizzontale massima su suolo rigido;
- F_0 : massimo fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Lo spettro elastico di progetto viene espresso in forma spettrale (adimensionalizzato rispetto all'accelerazione gravitazionale g) in riferimento ad uno smorzamento convenzionale del 5%, può essere calcolato mediante le seguenti formule:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{e(T)} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{e(T)} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{e(T)} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{e(T)} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Dove:

- T: periodo di vibrazione;
- S_e : accelerazione spettrale in direzione orizzontale;
- S: coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche, calcolato come $S = S_S \cdot S_T$ con S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T coefficiente di amplificazione topografica;
- η : fattore correttivo per modificare lo spettro nel caso in cui il fattore di smorzamento ξ sia diverso dal 5%, calcolato come: $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$;
- T_C : periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, calcolato come: $T_C = C_C \cdot T_C^*$;
- T_B : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, pari a: $T_B = T_C/3$;
- T_D : periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, calcolato mediante: $T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$.

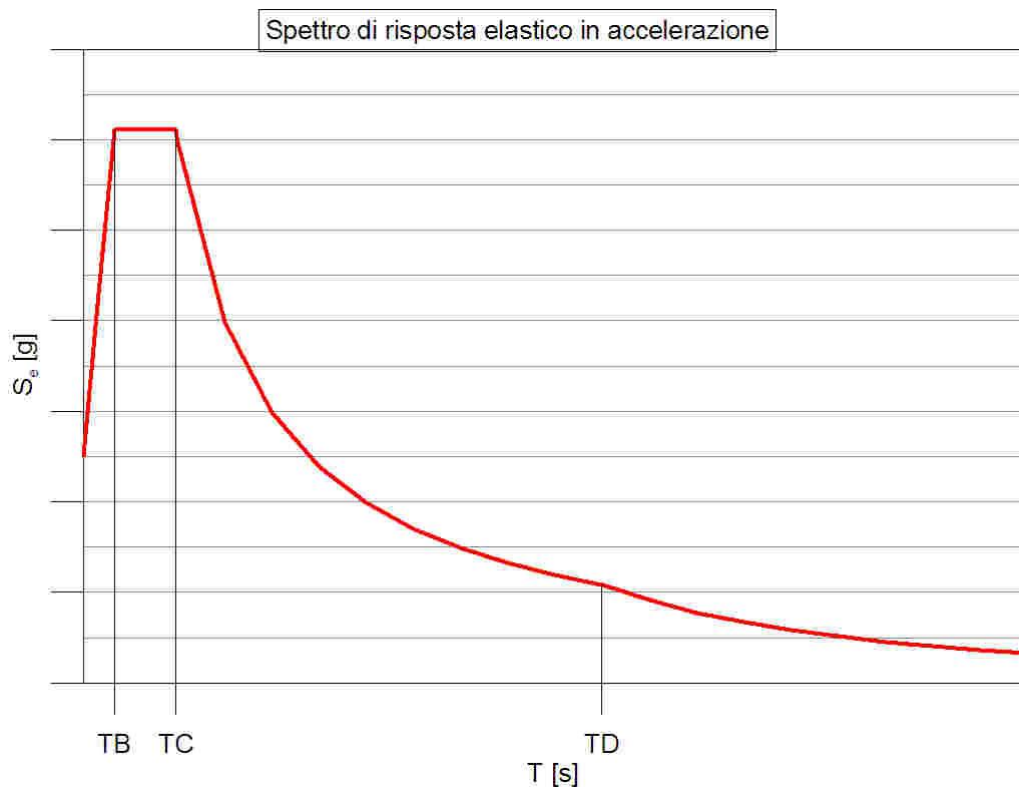


Fig. 1 Spettro di risposta elastico in accelerazione (NTC 2008)

I valori dei coefficienti S_S , S_T e C_C sono forniti dalla normativa in base alla categoria del sottosuolo ed alla categoria topografica, tabelle 3.2.V e 3.2.VI.

1.1.2. AZIONE DI PROGETTO SUGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Il paragrafo 7.2.3. "Criteri di progettazione di elementi strutturali "secondari" ed elementi non strutturali" descrive come calcolare le azioni da usare nella progettazione di elementi non strutturali.

Viene implicitamente suggerito l'uso di un'analisi statica equivalente in quanto vengono fornite le equazioni necessarie al calcolo di una forza orizzontale da applicare nel baricentro dell'elemento analizzato.

In particolare, gli elementi privi di una funzione strutturale devono essere verificati considerando una forza orizzontale F_a applicata nel baricentro dell'elemento non strutturale lungo la direzione più sfavorevole, calcolata come segue:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

Dove:

- W_a : peso dell'elemento non strutturale;
- S_a : accelerazione massima adimensionalizzata rispetto all'accelerazione gravitazionale g corrispondente allo stato limite in esame;
- q_a : fattore di struttura dell'elemento.

L'accelerazione S_a è correlata all'accelerazione sismica calcolata per il sito di costruzione dell'edificio, ma deve tenere conto dell'effetto di filtraggio che la struttura opera sull'azione sismica nei confronti dell'elemento non strutturale. In base alla rigidità dell'edificio in direzione orizzontale e verticale, l'accelerazione sismica potrà essere attenuata od amplificata, inoltre l'elemento non strutturale riceverà una diversa accelerazione in base alla posizione che occupa all'interno dell'edificio. E' necessario quindi valutare attentamente l'effettiva accelerazione subita dall'elemento non strutturale.

In mancanza di analisi più accurate sull'edificio in esame, l'accelerazione massima S_a può essere calcolata come:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right]$$

Con:

- α : rapporto tra l'accelerazione massima del terreno (a_g) su sottosuolo di tipo A (§ 3.2.1.) da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione gravitazionale g ;
- S : coefficiente correttivo che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche (§ 3.2.3.2.1.);
- T_a : periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- T_1 : periodo fondamentale di vibrazione della struttura nella direzione considerata;
- Z : quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione della struttura;
- H : altezza totale della struttura misurata dal piano di fondazione.

Per strutture con isolamento sismico, la norma assume $Z=0$.

Il fattore di struttura dell'elemento non strutturale, in mancanza di valutazioni più accurate, può essere dedotto dalla tabella 7.2.I della norma, di seguito riportata:

SISTEMI DI ANCORAGGIO PER ELEMENTI NON STRUTTURALI

Daniele Gualano

ELEMENTO NON STRUTTURALE	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	1,0
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	1,0
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzature e facciate	2,0
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	2,0
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	2,0
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	2,0

1.1.3. ANALISI NON LINEARE DINAMICA MEDIANTE L'UTILIZZO DI ACCELEROGRAMMI

L'analisi non lineare dinamica consiste nella valutazione della risposta sismica della struttura attraverso l'integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi che descrivono l'azione sismica.

Gli accelerogrammi utilizzati nell'analisi non lineare dinamica devono essere scelti in modo da rispecchiare la pericolosità sismica del sito di costruzione e lo stato limite di progetto, in particolare possono essere artificiali, naturali o simulati (§ 3.2.3.6.).

In particolare, gli accelerogrammi artificiali devono avere una durata stabilita in base alla magnitudo ed agli altri parametri fisici che determinano la scelta dei parametri a_g e S_s nel sito di costruzione. In assenza di studi specifici, la norma suggerisce di utilizzare accelerogrammi con durata complessiva di almeno 25 s, dei quali 10 s in cui l'accelerazione sia pseudo-stazionaria. La parte pseudo-stazionaria deve essere preceduta e seguita da due tratti con ampiezza crescente da zero e decrescente a zero.

Gli accelerogrammi artificiali, inoltre, devono avere uno spettro di risposta elastico compatibile con lo spettro di risposta utilizzato nella progettazione: l'ordinata spettrale media degli accelerogrammi non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto allo spettro elastico di riferimento all'interno del maggiore tra gli intervalli 0,15s-2,0s e 0,15s-2T (1,5T nel caso di verifiche agli SLE) dove T è il periodo fondamentale della struttura in campo elastico.

1.2. ASCE 7-10

La norma americana ASCE 7-10 ha una struttura molto simile alle norme tecniche per le costruzioni italiane. Si tratta di un insieme di articoli che descrivono i metodi da utilizzare per determinare le caratteristiche dei materiali da costruzione, le azioni agenti sulle strutture e le procedure di analisi e verifiche.

Per quanto riguarda il calcolo dell'azione sismica, sono presenti delle mappe del territorio statunitense nelle quali viene indicato il valore dell'accelerazione massima S_S per un periodo di 0,2 s riferito ad uno spettro di risposta elastico valutato con uno smorzamento del 5% ed il valore dell'accelerazione S_1 corrispondente ad un periodo di 1 s.

Sulla base di questi due valori viene valutato lo spettro di risposta elastico da adottare nella progettazione, calcolato attraverso le formule evidenziate nella figura seguente:

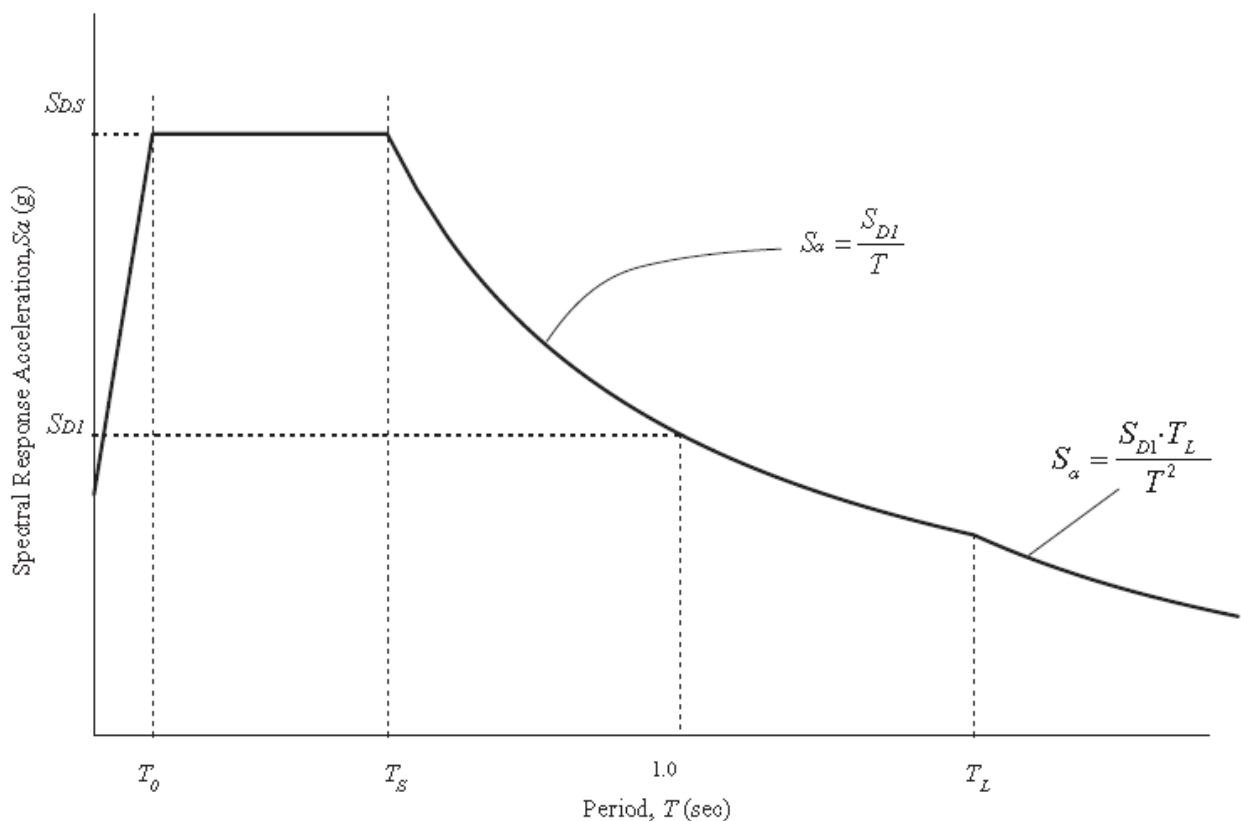


Fig. 2 Spettro di risposta elastico (ASCE 7-10)

Dove:

- S_{DS} : accelerazione spettrale di progetto per periodo T_0 ,
calcolata come: $S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS}$, con $S_{MS} = F_a \cdot S_S$, in cui F_a è un coefficiente che dipende dalle caratteristiche del terreno;
- S_{D1} : accelerazione spettrale di progetto per il periodo di 1 s,
calcolata come $S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1}$ con $S_{M1} = F_v \cdot S_1$, in cui F_v è un coefficiente che dipende dalle caratteristiche del terreno;

SISTEMI DI ANCORAGGIO PER ELEMENTI NON STRUTTURALI

Daniele Gualano

- $T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$
- $T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$
- T_L : “long-period transition” period, fornito nella norma in apposite tavole per ciascun sito nel territorio statunitense.

La norma americana inoltre definisce dei fattori di struttura specifici per gli elementi non strutturali da adottare per il calcolo delle azioni di progetto.

L’approccio della norma al dimensionamento degli elementi non strutturali (§ 13) è molto simile a quello seguito dalla norma AC156, omettiamo quindi ulteriori dettagli rimandando al cap. 1.3 per una descrizione più specifica.

1.3.AC156 2010

La prova oggetto di studio è stata progettata in riferimento alla norma AC156 2010 "ACCEPTANCE CRITERIA FOR SEISMIC CERTIFICATION BY SHAKE-TABLE TESTING OF NONSTRUCTURAL COMPONENTS" la quale definisce dei criteri da seguire per l'esecuzione di prove su elementi non strutturali mediante tavole vibranti e criteri di accettazione per i risultati ottenuti.

I test di caratterizzazione degli elementi non strutturali devono essere eseguiti preferibilmente utilizzando apparati strumentali in grado di produrre prove triassiali, tuttavia è possibile eseguire test bidirezionali o monodirezionali nel caso in cui l'apparato di prova non consenta il controllo del moto lungo le tre direzioni principali adottando idonei accorgimenti.

L'apparato strumentale in riferimento al quale è stata progettata la prova descritta in questo studio permette l'esecuzione di test triassiali, pertanto è stato possibile progettare la prova nel pieno rispetto della norma AC156 assegnando un accelerogramma per ciascuna direzione principale della tavola.

In accordo con la norma, durante il test devono essere misurate le accelerazioni del provino lungo le tre direzioni principali con un'accuratezza della misura della frequenza almeno pari ad 1/6 di ottava¹.

1.3.1. GENERAZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI

L'esecuzione di una prova triassiale richiede la generazione di tre distinti accelerogrammi tali da garantire movimenti nelle tre direzioni principali incoerenti, cioè sfasati nel tempo e con una fase relativa variabile in modo casuale durante il moto.

L'accelerogramma di input per ciascuna direzione deve essere a banda larga (può essere ricavato come somma di più segnali a banda stretta) ed avere un contenuto in frequenza compreso tra 1,3 e 33,3 Hz, una durata complessiva di 30 secondi dei quali almeno 20 con moto forte (*strong motion*) ed un carattere non stazionario dato da un profilo build-hold-decay: deve avere un tratto iniziale di 5 s (+0/-3) in cui l'accelerazione aumenta gradualmente, un intervallo centrale della durata di almeno 20 s (+6/-0) nel quale l'accelerazione rimane stazionaria (in modo da simulare il contenuto di strong motion di un sisma naturale) ed un tratto finale di de-accellerazione della durata di 5 s (+0/-3).

Ciascun accelerogramma deve essere generato compatibilmente con lo spettro richiesto (RRS), e deve essere tarato in modo da garantire che lo spettro elastico dell'accelerogramma misurato sulla tavola durante il test (TRS) in una posizione vicina alla base dell'elemento testato, valutato con uno smorzamento pari al 5% dello smorzamento critico, presenti una differenza rispetto al RRS all'interno della tolleranza +30%/-10% nell'intervallo di frequenze 1,3-33,3 Hz.

La norma fornisce uno spettro RRS adimensionalizzato e le formule per calcolarlo nel caso specifico oggetto della prova.

¹ Ottava: intervallo tra due frequenze tale che la frequenza più alta delle due è doppia rispetto all'altra.

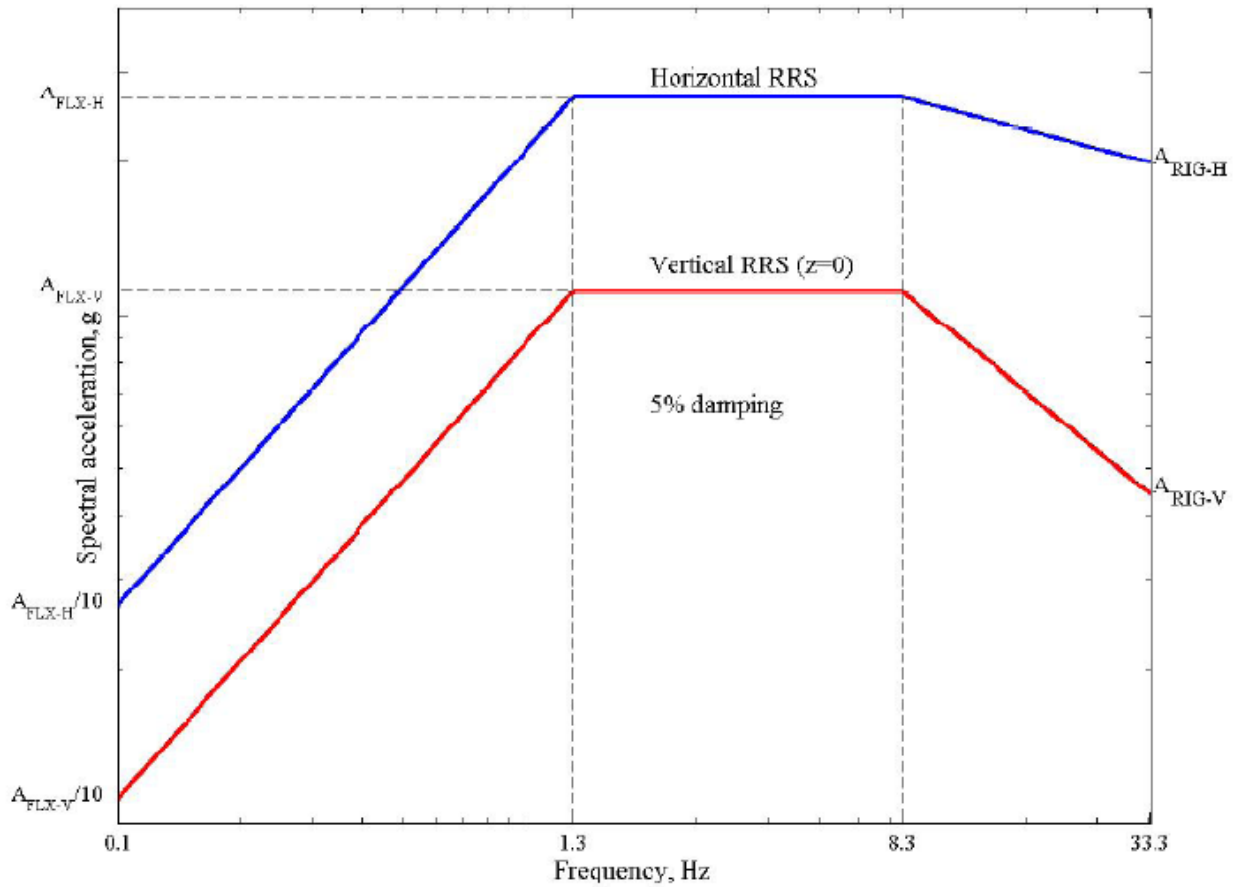


Fig. 3 Spettro RRS adimensionalizzato (AC 156)

Lo spettro in figura è definito dalle equazioni seguenti:

$$F_p = \frac{0.4a_p S_{DS}}{(R_p/I_p)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) W_p$$

$$A_{FLX-H} = S_{DS} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right)$$

$$A_{RIG-H} = 0.4S_{DS} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right)$$

$$A_{FLX-V} = 0.67S_{DS}$$

$$A_{RIG-V} = 0.27S_{DS}$$

con $R_p/I_p = 1$; $0 < z/h < 1$; $1 < a_p < 2.50$; $S_{DS} = 2/3 * S_{MS}$; $S_{MS} = F_a * S_s$ (valori da ASCE7-10).

Prima di procedere con la prova è necessario condurre un pre-test atto a verificare se vi siano fenomeni di risonanza all'interno del range di frequenza considerato (1,3 – 33,3 Hz). Questo test deve essere effettuato separatamente per le tre direzioni principali assegnando un input sinusoidale con frequenza variabile da 1,3 a 33,3 Hz con piccola ampiezza ($0,1 \pm 0,05g$), la velocità di variazione della frequenza deve essere pari o inferiore a 2 ottave al minuto.

In base ai risultati ottenuti dal test di risonanza, sono richiesti diversi gradi di tolleranza per le differenze tra TRS e RRS:

- 1) Per la regione dello spettro con frequenze minori di 8,3 Hz:
 - a) Se non vi sono fenomeni di risonanza per frequenze pari o minori a 5 Hz, il TRS deve sovrapporsi al RRS solo per frequenze minori a 3,5 Hz e l'eccitazione di input può essere mantenuta tra 1,3 e 3,5 Hz;
 - b) Se vi sono fenomeni di risonanza per frequenze pari o minori a 5 Hz, il TRS deve sovrapporsi al RRS solo per frequenze minori al 75% della più piccola frequenza di risonanza;
 - c) Se non vi sono fenomeni di risonanza per frequenze pari o minori a 5 Hz, ma l'assenza di risonanza non è giustificata, devono essere utilizzati i criteri generali e la corrispondenza degli spettri deve essere garantita fino a 1,3 Hz;
 - d) Un punto dello spettro TRS può essere minore del 90% del RRS se i due punti adiacenti sono sullo spettro RRS o maggiore;
 - e) Nel campo delle frequenze minori di 8,3 Hz solo due punti possono essere minori del 90% dello spettro target.
- 2) Per la regione dello spettro con frequenze maggiori di 8,3 Hz:
 - a) Un punto dello spettro TRS può essere minore del 90% del RRS se i due punti adiacenti sono sullo spettro RRS o maggiore;
 - b) Nel campo delle frequenze minori di 8,3 Hz solo due punti possono essere minori del 90% dello spettro target.

1.3.2. CORREZIONE DELL'INPUT PER TENERE CONTO DELLA RIGIDEZZA DELLA STRUTTURA IN DIREZIONE ORIZZONTALE

Nel caso di studio di elementi non strutturali situati all'interno di edifici con più piano fuori terra, è necessario tarare gli accelerogrammi in modo da simulare l'accelerazione che subirebbe l'elemento non strutturale nella sua posizione effettiva all'interno dell'edificio.

Le norme AC156 in assenza di analisi più accurate prescrivono la procedura seguente:

- per l'accelerazione orizzontale viene proposta una legge di variazione lineare: $A_{(z)} = A_0 \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right)$;
- per l'accelerazione verticale viene posto $z=0$ cioè l'accelerazione è costante lungo l'edificio.

Esistono in letteratura metodi più accorati per la stima della variazione dell'accelerazione subita da un elemento non strutturale in funzione della sua posizione all'interno di un edificio, si riporta ad esempio il metodo sviluppato da Retamales et al. (2008) (vedi allegato A).

1.3.3. CORREZIONE DELL'INPUT PER TENERE CONTO DELLA RIGIDEZZA DELLA STRUTTURA IN DIREZIONE VERTICALE

La correzione dell'input per tenere conto della rigidezza della struttura in direzione verticale è una procedura di correzione necessaria nel caso di studio di elementi appoggiati a solai o appesi a soffitti in quanto spesso la rigidezza del telaio di prova è molto maggiore di quella degli orizzontamenti della struttura reale.

In questo studio la procedura di correzione in direzione verticale non è stata applicata in quanto non sono stati trattati elementi non strutturali appesi al soffitto o appoggiati al pavimento, infatti il telaio di prova utilizzato è privo di orizzontamenti.

1.3.4. PROCEDURA DELLA PROVA

Le prove su elementi non strutturali devono essere condotte presso laboratori certificati dotati di tavole vibranti preferibilmente triassiali.

Durante la prova è opportuno predisporre strumenti per misurare accelerazioni e spostamenti della tavola, del telaio di prova alla base e alla quota degli elementi non strutturali testati. Nel caso della nostra prova specifica verranno predisposti strumenti di misura alla base del telaio e alla quota degli ancoraggi delle masse e strumenti per misurare spostamenti ed accelerazione delle masse appese.

Secondo le norme AC156 la prova di laboratorio deve articolarsi attraverso diverse fasi:

- 1- Analisi preliminare per accertare se vi sono fenomeni di risonanza;
- 2- Applicazione degli accelerogrammi previsti in ordine crescente in termini di PGA;
- 3- Calcolo degli spettri di risposta sulla base dei dati registrati e verifica della compatibilità con lo spettro di input.

L'analisi preliminare per verificare se vi siano fenomeni di risonanza all'interno del range di frequenza 1,3 – 33,3 Hz deve essere effettuata separatamente per le tre direzioni principali assegnando un input sinusoidale con frequenza variabile da 1,3 a 33,3 Hz con piccola ampiezza ($0,1 \pm 0,05g$), la velocità di variazione della frequenza deve essere pari o inferiore a 2 ottave al minuto.

Accertati eventuali fenomeni di risonanza si può procedere con l'esecuzione della prova applicando gli accelerogrammi lungo le tre direzioni principali. La prova può essere condotta con diversi run caratterizzati da sollecitazioni crescenti, per ottenere le diverse serie di accelerogrammi questi possono essere scalati ottenendo le diverse PGA.

E' necessario verificare se la struttura ha subito danni a seguito di ciascun run in quanto se è danneggiata la sua rigidità diminuisce, pertanto a parità di accelerogramma sperimenterebbe una massima accelerazione spettrale minore rispetto a quella che subirebbe nel caso fosse integra. Questo controllo è necessario nel caso in cui l'oggetto della prova sia un elemento non strutturale, come nel nostro caso, in quanto vogliamo che l'accelerazione subita dall'elemento sia crescente per i vari run.

Per verificare se la struttura si è danneggiata, si può ripetere il test iniziale di risonanza, al massimo ogni 2/3 run, in modo da caratterizzare il provino. Se vi sono stati danni si registrerà una modifica delle frequenze proprie di vibrazione del telaio e sarà necessario correggere l'input per il run successivo.

1.4.IEEE std 693-2005

Le raccomandazioni IEEE std 693-2005 sono state sviluppate per guidare i progettisti di stazioni di trasformazione elettrica o impianti nucleari, in particolare vengono fornite delle direttive sulle procedure da seguire per l'esecuzione di prove di caratterizzazione su tavola vibrante.

1.4.1. SPETTRO TARGET

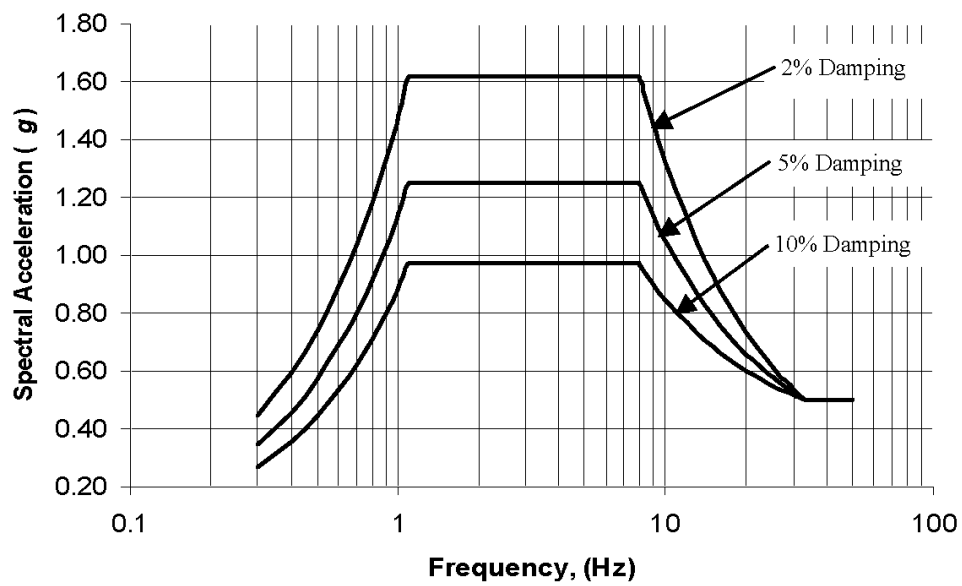
Prima di eseguire dei test di qualificazione sismica su componenti elettrici, è necessario definire il livello sismico di riferimento. La direttiva distingue tre livelli sismici:

- Alto;
- Moderato;
- Basso.

Nello scegliere il livello sismico per il quale testare i componenti è necessario tenere conto dell'importanza del componente elettrico, della necessità che esso continui a svolgere la propria funzione anche dopo il sisma, dell'effettivo livello che la sollecitazione può raggiungere considerando la possibilità che si manifestino deformazioni plastiche nell'edificio nonché della pericolosità di arrivare a rottura durante il test e dei limiti strutturali della tavola vibrante.

Gli elementi per i quali viene scelto un livello sismico basso non devono essere necessariamente sottoposti a test su tavola vibrante, mentre per gli elementi con rischio sismico alto o moderato devono essere eseguiti degli specifici test di caratterizzazione sismica.

Gli accelerogrammi di input per il test su tavola vibrante devono essere generati compatibilmente con gli spettri di riferimento definiti nella direttiva. In particolare tutti gli spettri devono contenere il punto 1,1 Hz, gli altri punti dello spettro dovranno quindi essere calcolati a partire da questo valore. La direttiva fornisce due spettri di riferimento per le direzioni orizzontali, uno per il livello sismico alto ed uno per il livello sismico moderato, mentre per la direzione verticale lo spettro di riferimento deve essere l'80% del corrispondente spettro in direzione orizzontale.



Spectral Accelerations, $S_a(g)$, for Frequencies, $f(\text{Hz})$:

$$S_a = 1.144 \beta f \quad \text{for } 0.0 \leq f \leq 1.1$$

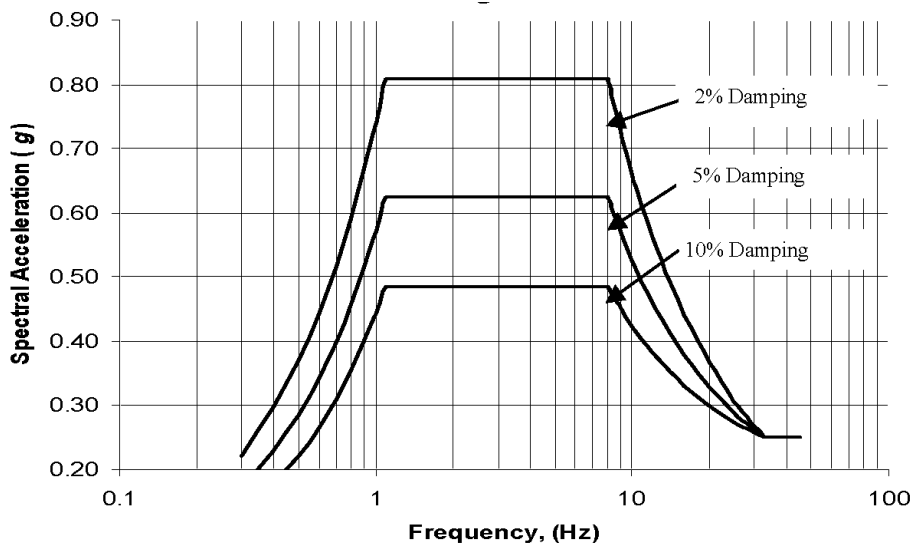
$$S_a = 1.25 \beta \quad \text{for } 1.1 \leq f \leq 8.0$$

$$S_a = (13.2 \beta - 5.28) / f - 0.4 \beta + 0.66 \quad \text{for } 8.0 \leq f \leq 33$$

$$S_a = 0.5 \quad \text{for } f > 33$$

$\beta = (3.21 - 0.68 \ln(d)) / 2.1156$, where d is the percent damping (2, 5, 10, etc.) and $d \leq 20\%$.

Fig. 4 Spettro di risposta per livello elevato (0.5g) (IEEE 2005)



Spectral Accelerations, $S_a(g)$, for Frequencies, f (Hz):

$$S_a = 0.572 \beta f \quad \text{for } 0.0 \leq f \leq 1.1$$

$$S_a = 0.625 \beta \quad \text{for } 1.1 \leq f \leq 8.0$$

$$S_a = (6.6 \beta - 2.64) / f - 0.2 \beta + 0.33 \quad \text{for } 8.0 \leq f \leq 33$$

$$S_a = 0.25 \quad \text{for } f > 33$$

$\beta = (3.21 - 0.68 \ln(d))/2.1156$, where d is the percent damping (2, 5, 10, etc.) and $d \leq 20\%$.

Fig. 5 Spettro di risposta per livello moderato (0.25g) (IEEE 2005)

1.4.2. GENERAZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI

Scelti gli spettri target di riferimento per gli accelerogrammi in direzione orizzontale e verticale, i segnali di input per la tavola vibrante devono essere generati in modo da avere un contenuto in frequenza compreso fra 1 e 33 Hz, devono avere una durata complessiva pari almeno a 60 s di cui 20 s di strong motion in cui l'accelerazione non sia in nessun punto minore del 75% dell'accelerazione massima e rampe di accelerazione e decadimento esterne ai 20 s di strong motion.

La procedura di spectrum matching deve essere eseguita sullo spettro target valutato con fattore di smorzamento pari al 2% con una risoluzione minima di 1/24 di ottava in modo da garantire che lo spettro di risposta teorico dell'accelerogramma sia all'interno della tolleranza $\pm 10\%$ dallo spettro target.

Sono ammesse procedure di filtraggio dei segnali nel rispetto di idonei parametri e fasce di tolleranza.

1.4.3. PROCEDURA DELLA PROVA

L'attrezzatura oggetto di prova deve essere testata nell'esatta configurazione con la quale sarà messa in opera all'interno dell'edificio, compresi eventuali piedistalli o accessori. Qualora ciò non fosse possibile od economicamente conveniente, devono essere previste idonee strutture di supporto in modo da simulare la configurazione in opera.

La tavola con cui effettuare le prove può essere biassiale, ma è preferibile quella triassiale. Nel caso di prova biassiale devono essere eseguite due prove per ciascun run di test verificando una direzione orizzontale e quella verticale e poi ruotando il campione per studiare la direzione orizzontale ortogonale. In alternativa è possibile ruotare il campione di 45° rispetto agli assi orizzontali, aumentando l'accelerazione orizzontale di un fattore pari a 1.4.

Prima di eseguire la prova di caratterizzazione, è necessario condurre un test per verificare se vi siano fenomeni di risonanza per determinati valori di frequenza. Tale test deve essere eseguito assegnando un'accelerazione sinusoidale con ampiezza minima pari a 0,05 g (la direttiva suggerisce l'uso di un'ampiezza pari a 0,1 g) con frequenza variabile da 1 Hz a 33 Hz con velocità di variazione pari ad un'ottava al minuto. Il test di risonanza deve essere ripetuto per entrambe le direzioni orizzontali principali, mentre può essere omesso per la direzione verticale se è possibile dimostrare con certezza che non vi sono effetti di risonanza per frequenze minori a 33 Hz. In alternativa possono essere utilizzati segnali noti come "rumore bianco".

Durante la prova è necessario predisporre un apparato strumentale adeguato per misurare l'accelerazione prodotta dalla tavola vibrante; lo spettro di risposta elastico dell'accelerogramma misurato valutato con una risoluzione minima di 1/12 di ottava deve rientrare nel campo di tolleranza -10%/+50% rispetto allo spettro target.

1.5.FEMA 461-2007

Le linee guida FEMA 461-2007, redatte dalla federal emergency management agency, descrivono la procedura di prova da seguire per determinare le caratteristiche sismiche di elementi non strutturali.

La prova di caratterizzazione sismica deve articolarsi attraverso diverse fasi:

- 1- ispezione preliminare e verifica funzionale;
- 2- definizione e documentazione della performance funzionale e di stati di danno anticipati;
- 3- prove di identificazione del sistema (frequenze naturali del campione);
- 4- prove di valutazione della performance sismica;
- 5- prove a rottura.

Le prove di valutazione della performance e quelle che portano il campione a rottura devono essere eseguite preferibilmente mediante apparati strumentali che permettano l'applicazione simultanea di un accelerogramma in direzione di ciascuno dei tre assi principali del campione stesso. Alternativamente è possibile usare test biassiali con applicazione dell'eccitazione sismica nella direzione verticale ed in una soltanto di quelle orizzontali.

Nel caso in cui la frequenza fondamentale del campione in direzione verticale sia almeno 10 volte la sua frequenza fondamentale in direzione orizzontale, è possibile anche limitarsi all'esecuzione di test monoassiali.

I segnali da utilizzare come input per la tavola vibrante devono essere generati coerentemente ad uno spettro di risposta "liscio"² generato da Matlab in modo casuale con frequenze comprese tra 0.5 e 32 Hz e devono avere una durata totale del segnale di 60 secondi.

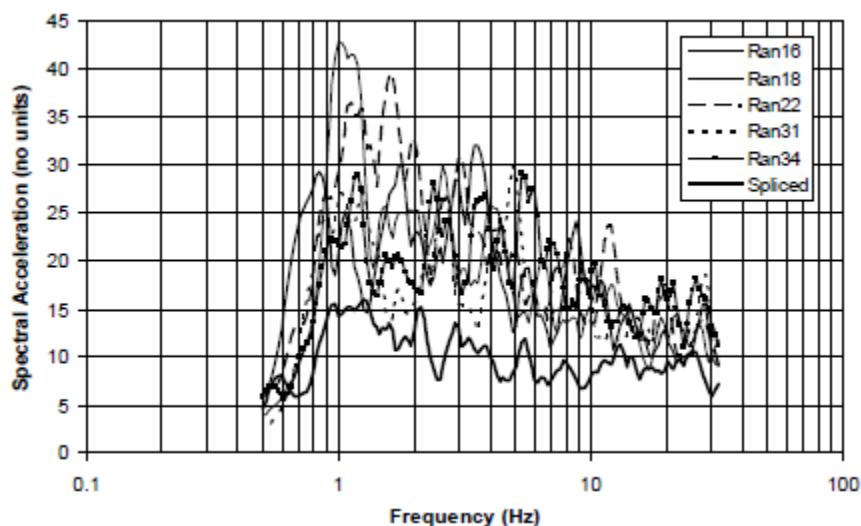


Fig. 6 Spettri di risposta (Applied Tecnology Council 2007) (FEMA 461)

² Spettro di risposta liscio: costituito da tre tratti rettilinei di cui quello centrale individua un livello costante di accelerazione spettrale massima.

SISTEMI DI ANCORAGGIO PER ELEMENTI NON STRUTTURALI

Daniele Gualano

Durante i test è necessario predisporre un apparato strumentale idoneo a caratterizzare in modo completo la risposta sismica del provino con particolare riferimento alle sollecitazioni subite ed allo stato di danno.

Le linee guida suggeriscono l'uso delle seguenti attrezzature minime:

- accelerometri per misurare l'accelerazione applicata in tutte e tre le direzioni principali;
- accelerometri per misurare la risposta di accelerazione assoluta del campione;
- trasduttori di spostamento per misurare la risposta di deformazione del campione e la separazione relativa, che subiscono, rispetto all'elemento su cui sono fissati;
- cella di carico ad anello per misurare le forze agenti sugli ancoranti.

2. DESCRIZIONE DELLA PROVA

La prova in oggetto è stata progettata per caratterizzare la resistenza dei sistemi di ancoraggio (tasselli) comunemente utilizzati in abitazioni, uffici, edifici pubblici, commerciali ... per ancorare elementi non strutturali agli elementi strutturali dell'edificio.

Il sistema di ancoraggio è un sistema complesso che prevede interazioni tra tre tipi di materiali diversi: il materiale di base è costituito dall'elemento strutturale a cui si vuole trasferire il carico dell'elemento da agganciare attraverso l'ancorante o un gruppo di ancoranti, l'ancorante è quell'elemento che provvede al trasferimento del carico da un materiale relativamente deformabile (quale è l'acciaio) a un materiale a bassa deformabilità (quali sono il calcestruzzo o la muratura).

Nella nostra prova studieremo il comportamento di ancoraggi "pesanti" su elementi strutturali in cemento armato.

A tale scopo è stato progettato un telaio di prova costituito da pilastri in C.A. e pareti di tamponamento anch'esse in C.A. al quale verranno fissate 8 masse alla quota di 2 m in modo da simulare elementi non strutturali ancorati alla parete.

Lo scopo della prova è quello di evidenziare il comportamento per i carichi dinamici e la modalità di rottura dei fissaggi che ancorano le masse.

2.1.DESCRIZIONE DELL'APPARATO STRUMENTALE

La prova è stata progettata per essere eseguita presso il laboratorio per la qualifica sismica del centro ricerche ENEA. Il laboratorio è dotato di due tavole vibranti a 6 gdl, in grado di riprodurre stati di moto triassiali. Date le dimensioni ed il peso del telaio di prova, è necessario utilizzare la tavola vibrante di dimensioni maggiori (master).



Fig. 7 Tavole in dotazione al laboratorio ENEA

La tavola master è caratterizzata da una dimensione in pianta di 4x4 m e da una portata massima di 20 ton, è in grado di riprodurre movimenti con un campo di frequenza 0-50 Hz, con un'accelerazione massima di 3 g, una velocità massima pari a 0,5 m/s ed uno spostamento massimo pari a 0,25 m. Un'ulteriore limitazione della tavola consiste nel massimo momento ribaltante che essa può supportare, pari a 300 kNm.

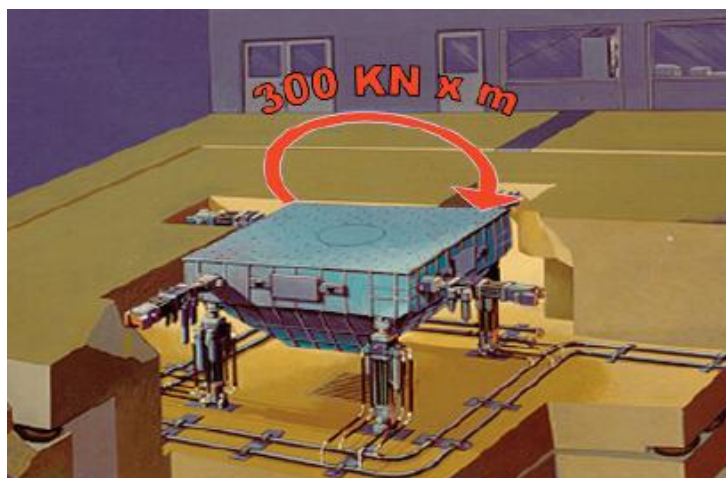


Fig. 8 Schema della tavola master

Gli spostamenti della tavola sono prodotti attraverso 8 pistoni idraulici comandati da una centrale oleodinamica che garantisce la portata d'olio richiesta dall'impianto, pari a 670 l/min, e mantiene la pressione dell'olio a 210 MPa.



Fig. 9 Centrale oleodinamica

Il laboratorio è dotato di un sistema di misura chiamato 3D-Vision. Si tratta di un sistema opto-elettronico di misura del moto di punti in uno spazio tridimensionale basato sull'elaborazione dei dati acquisiti da una "costellazione" di telecamere all'infrarosso. Le telecamere, fissate alle pareti o montate su appositi tripodi, acquisiscono la radiazione infrarossa riflessa dai marcatori (marker) incollati nei punti dei quali si vuole misurare il moto. Il dato grezzo è costituito dalla traiettoria nello spazio dei marker in un sistema di riferimento che viene definito tramite la procedura di calibrazione statica del sistema.

Il sistema permette di raggiungere un'ottima risoluzione della misura, tuttavia bisogna considerare che l'accuratezza della misura dipende dalla configurazione adottata (in particolare, dalla posizione delle telecamere) e dalla qualità della calibrazione dinamica, che consiste in una procedura di acquisizione effettuata con uno strumento di calibrazione che viene adeguatamente mosso all'interno del volume da monitorare.

La configurazione delle telecamere viene scelta in base al volume da monitorare, che nel caso del laboratorio in questione è costituito dal volume che ha per base la tavola vibrante (4m x 4m) e per altezza l'altezza massima dei modelli da allestire sulla tavola stessa (circa 5m).

Il telaio progettato per la prova permette di acquisire gli spostamenti delle masse utilizzando la configurazione usuale delle telecamere fissate alle pareti del laboratorio.

Dall'elaborazione dei dati relativi al moto dei marker sarà possibile calcolare l'accelerazione subita dalle masse appese al telaio.

Saranno inoltre predisposti degli accelerometri sulla tavola vibrante, in prossimità della base del telaio e sul telaio stesso alla quota di 2 m, in modo da confrontare le accelerazioni calcolate sulla base delle acquisizioni del sistema 3D-Vision con i dati registrati da accelerometri tradizionali.

2.2.TELAIO DI SUPPORTO

La prova di caratterizzazione sismica dei sistemi di fissaggio verrà eseguita posando in opera i tasselli su un opportuno telaio di supporto in C.A. progettato dall'ing. Marco Abate.

Il telaio di supporto è formato da 5 pilastri con sezione 30x30 cm disposti in pianta a formare una croce in modo da simulare lo spigolo di separazione di quattro ambienti di un edificio ipotetico. Le pareti di tamponamento sono anch'esse realizzate in C.A.

Complessivamente il telaio ha una dimensione in pianta di 3,75x3,75 m, spessore delle pareti pari a 30 cm ed è alto 3 m circa compreso un allargamento alla base di 52 cm per 30 cm di altezza. Sono state inoltre predisposte quattro aste di controventatura per stabilizzare le zone periferiche (spigoli) realizzate con dei profili HEB 100.

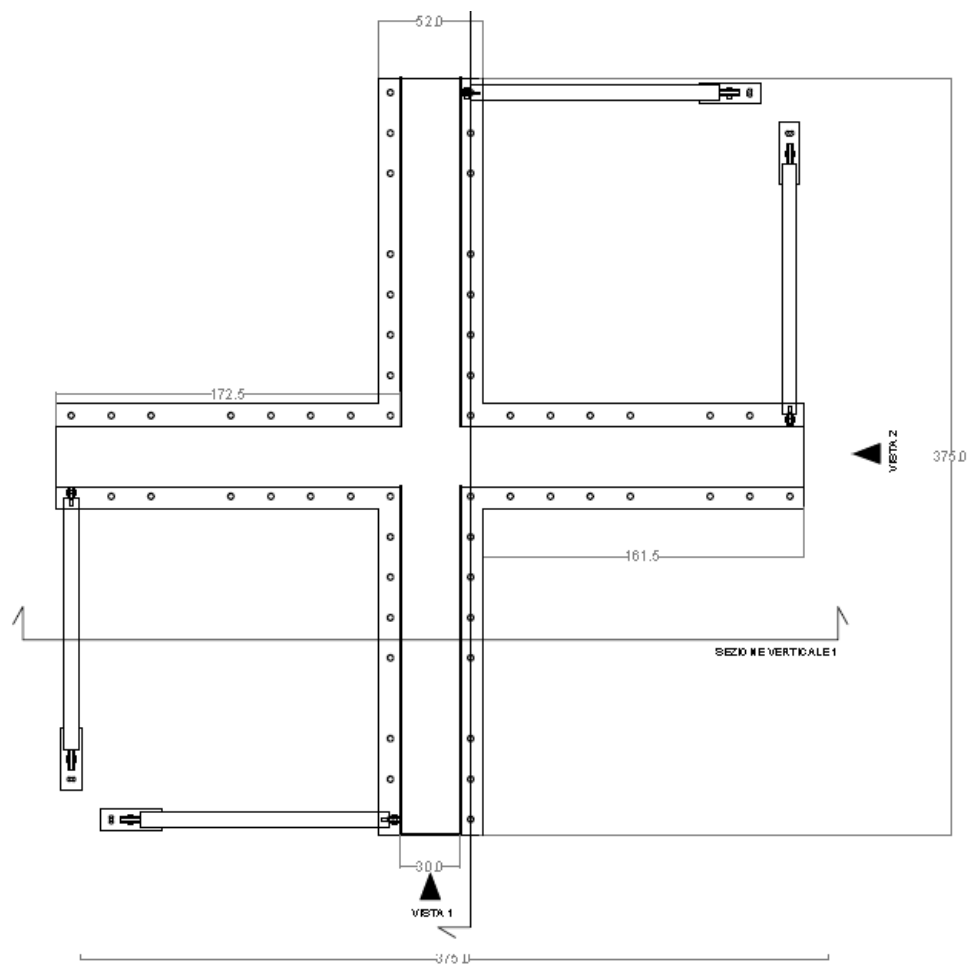


Fig. 10 Pianta del telaio di supporto

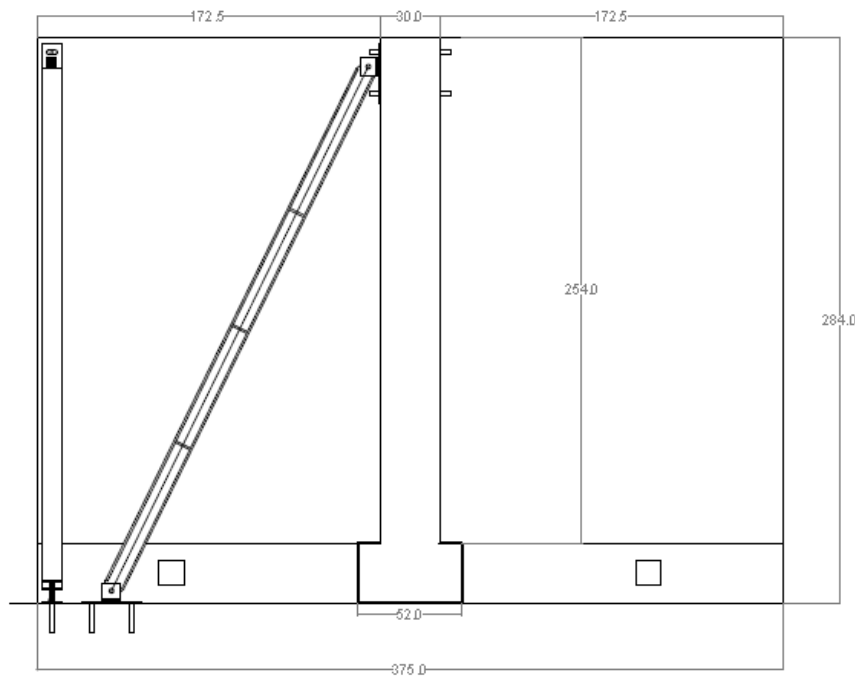


Fig. 11 Prospetto del telaio di supporto

Il peso complessivo del telaio è pari a circa 17 tonnellate.

Il telaio di supporto è predisposto per il fissaggio di 8 masse alla quota di 2 m, fissaggio che sarà realizzato utilizzando un tassello per ciascuna massa posto nel baricentro.

Le quattro pareti di tamponamento avranno un'armatura diffusa realizzata con una doppia rete elettrosaldata dal pilastro esterno a quello centrale con una discontinuità in corrispondenza del punto di fissaggio della massa appesa esternamente. Durante la fase di getto verranno posati dei martinetti all'interno delle pareti in corrispondenza della discontinuità dell'armatura i quali saranno attivati dopo la maturazione del calcestruzzo in modo da indurre una fessurazione verticale. In corrispondenza di ciascuna fessura così formata verrà appesa una massa in modo da testare la resistenza di ciascun tassello in caso di calcestruzzo danneggiato.

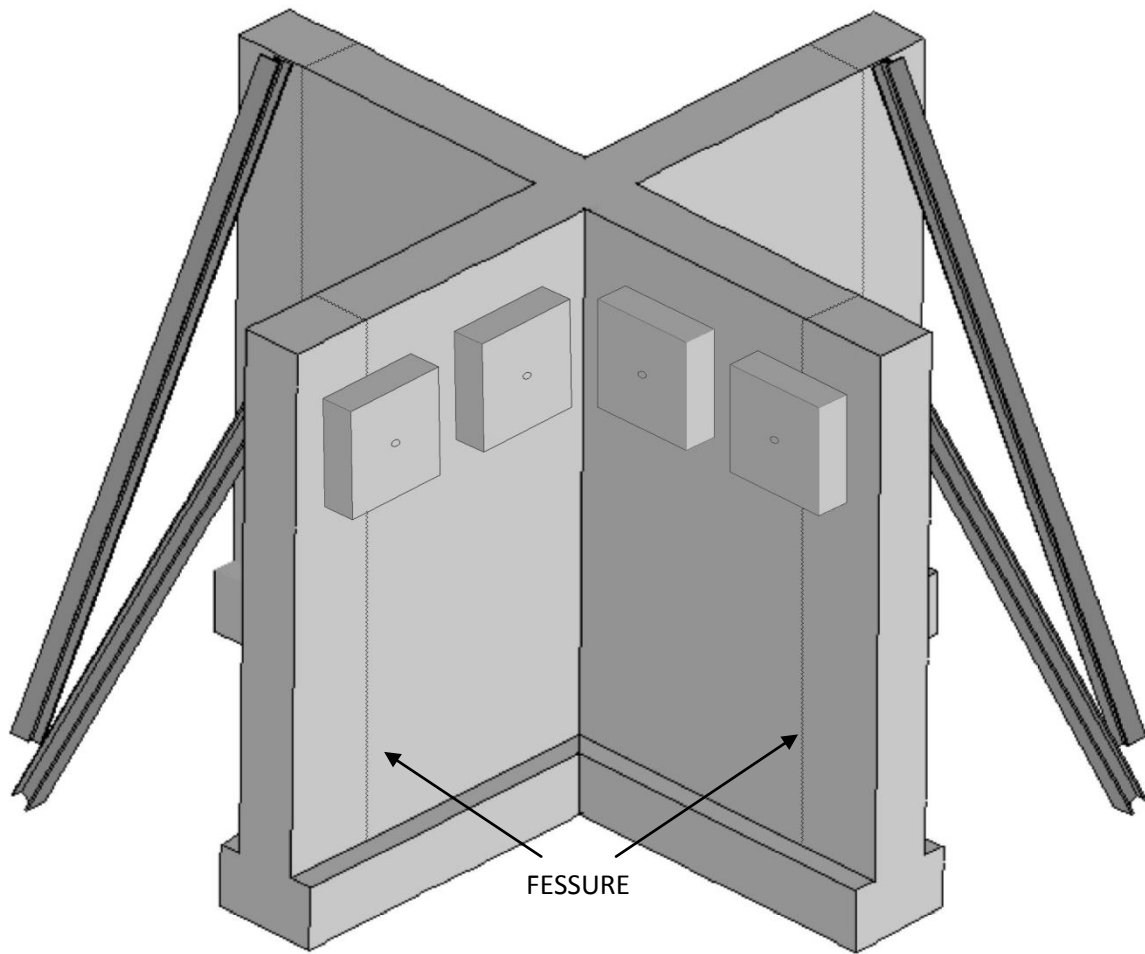


Fig. 12 Vista 3D del telaio di supporto

2.3.SISTEMI DI FISSAGGIO

2.3.1. CLASSIFICAZIONE

Sono disponibili in commercio molti tipi di ancoranti e sistemi di fissaggio dal funzionamento più o meno complesso. Una prima classificazione di tali sistemi è quella legata alla modalità con cui i sistemi di fissaggio trasmettono il carico alla struttura di supporto. La trasmissione del carico può avvenire attraverso tre modalità:

- Bloccaggio meccanico;
- Attrito;
- Legame.

Un sistema di fissaggio può funzionare con una delle tre modalità, oppure con una loro combinazione.

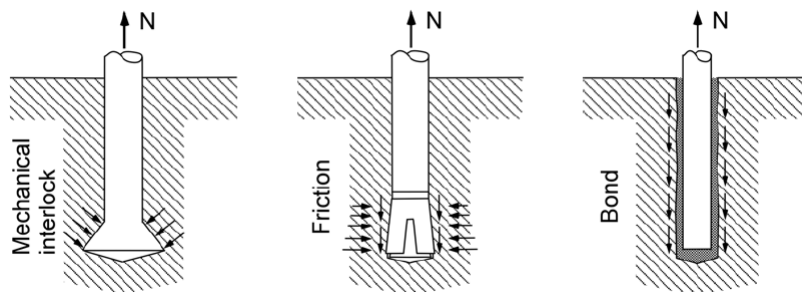


Fig. 13 Meccanismi di trasferimento del carico dei fissanti (Eligehausen R. 2006)

I sistemi di fissaggio basati sul bloccaggio meccanico funzionano attraverso lo scambio diretto di tensioni tra le superfici del fissante e quella del materiale, il fissaggio è ottenuto espandendo la parte finale dell'ancorante in modo da creare una sagoma che impedisce il movimento relativo tra ancorante e supporto.

I sistemi di ancoraggio che lavorano per attrito sono dotati di geometria tale da generare una spinta di espansione dall'interno del foro di posa ottenendo una precompressione e di conseguenza una forza d'attrito tra le pareti del foro ed il fissante stesso.

Nei sistemi di fissaggio attraverso legame, invece, si ottiene un bloccaggio chimico dalle relazioni fissante-miscela adesiva e adesivo-superficie del foro, il trasferimento di tensioni avviene quindi nella zona di interfaccia tra ancoraggio e calcestruzzo.

Un'ulteriore criterio di classificazione può essere introdotto nel caso in cui il materiale di base sia calcestruzzo. In questo caso, il fissante può essere posto in opera prima o dopo la posa del calcestruzzo. Nel primo caso i fissanti (*cast-in*) vengono assicurati alla cassaforma prima del getto, mentre nel secondo caso (*post-installed*) vengono installati nel materiale d'ancoraggio già indurito.

2.3.2. SISTEMI DI FISSAGGIO MECCANICI AD ESPANSIONE

I sistemi di fissaggio ad espansione sono dotati di un espansore che preme sulle pareti del foro generando una precompressione e quindi un attrito.

Si possono dividere in due categorie:

- a controllo di coppia (torque-controlled o load-controlled): fissanti che generano forza d'attrito con uno o più coni di espansione che iniziano a spingere dal momento in cui viene applicata al tassello un'azione torcente o di tensione assiale.
- a controllo di deformazione (deformation-controlled o displacement-controlled): fissanti in cui la forza di attrito è generata dall'espansione raggiunta per l'inserimento di un tassello di espansione in una bussola con un martello o in una guida filettata con un avvitatore.

I fissanti load-controlled vengono precaricati così da essere fissati nel materiale di base; questo permette loro di avere una buona riserva di espansione e quindi di resistere in particolare alle sollecitazioni di trazione. Questi ancoranti sono adatti ad ancoraggi strutturali nelle zone tese di calcestruzzo fessurato in quanto qualora una fessura allargasse il foro essi hanno possibilità di espandersi ulteriormente ed evitare quindi di sfilarsi. Un ulteriore vantaggio dei sistemi di fissaggio load-controlled deriva dal fatto che in caso di necessità è possibile riapplicare il carico, ad esempio per ripristinare la precompressione diminuita in seguito a fenomeni di fessurazione.

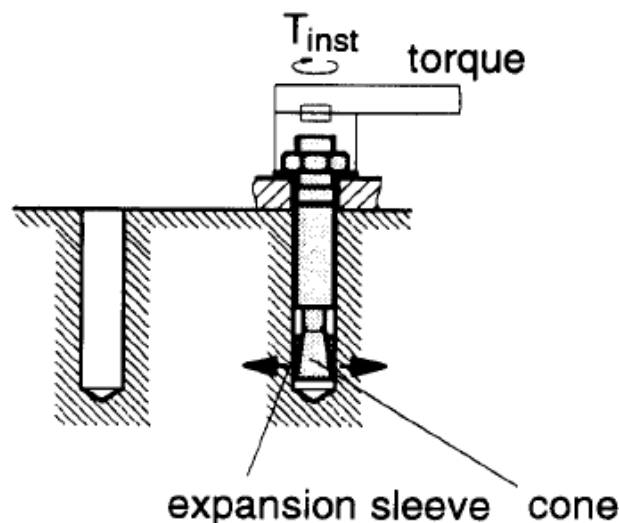


Fig. 14 Sistemi di fissaggio load-controlled

Nei fissanti deformation-controlled l'espansione è fissa ed è ottenuta mediante un martello ad aria compressa o di una macchina a percussione che spinge il corpo centrale del fissante in un tassello che si espande contro le pareti del foro.

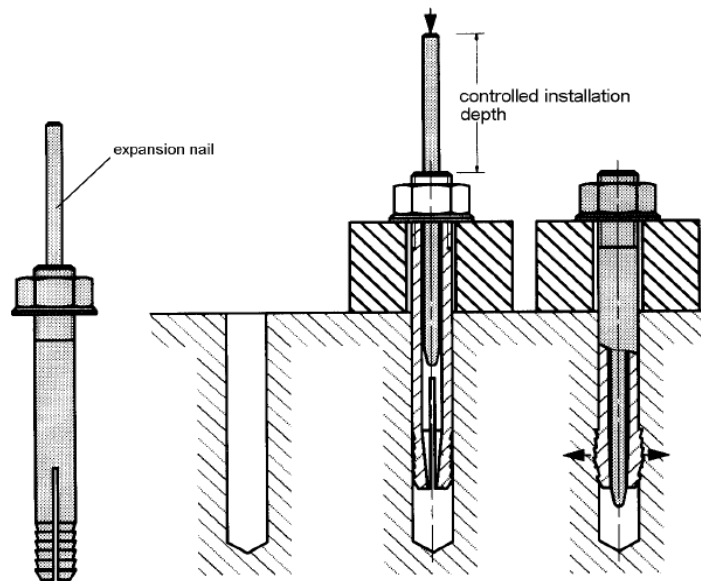


Fig. 15 Sistemi di fissaggio deformation-controlled

Questa tecnica di ancoraggio è poco affidabile e molto sensibile all'installazione, pertanto non è adatta per applicazioni strutturali né per calcestruzzo fessurato in zone tese. Viene spesso utilizzata per fissaggi che devono trasferire un carico basso.

2.3.3. SISTEMI DI FISSAGGIO MECCANICI PER SOTTOSQUADRO

I sistemi di fissaggio a sottosquadro hanno un meccanismo resistente riconducibile principalmente bloccaggio meccanico che viene ottenuto attraverso un allargamento della sezione dell'ancorante alla fine del bullone per consentire la trasmissione ai carichi.

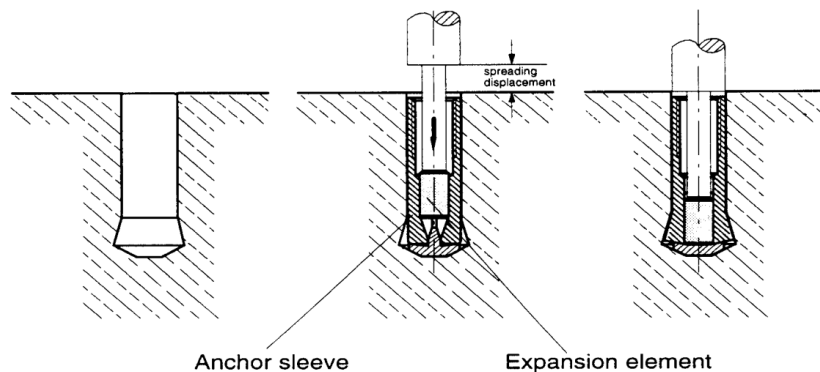


Fig. 16 Sistemi di fissaggio meccanici per sottosquadro

2.3.4. SISTEMI DI FISSAGGIO PER ADESIONE CHIMICA

Gli ancoranti chimici vengono inseriti all'interno di fori opportunamente predisposti nel materiale di supporto. La trasmissione del carico avviene attraverso un legante chimico che viene iniettato nel foro fino a riempire lo spazio tra il tassello ed il supporto. Questi ancoraggi presentano il vantaggio di poter essere utilizzati anche in prossimità dei bordi, dove l'espansione non potrebbe essere tollerata.

Per ottenere la massima resistenza è necessario porre particolare cura alle fasi di esecuzione e pulizia del foro ed alla preparazione del legante mescolando le varie componenti nelle giuste proporzioni. Il periodo

SISTEMI DI ANCORAGGIO PER ELEMENTI NON STRUTTURALI

Daniele Gualano

di presa dipende dal tipo di legante usato e dalla temperatura del materiale di base al momento dell'installazione.

Possiamo distinguere quattro tipi di sistemi di fissaggio chimici in base alla modalità di trasmissione del carico:

- ancoranti legati chimicamente, inseriti in fori cilindrici;
- ancoranti legati chimicamente a sottosquadro: inseriti in fori a sottosquadro, il trasferimento di carico è ottenuto con una combinazione del legame chimico e del bloccaggio meccanico della resina con il sottosquadro del materiale di base;
- ancoranti legati chimicamente a controllo di coppia: si posizionano in fori cilindrici, il trasferimento di carico avviene per combinazione di legame chimico e di espansione garantita da una barra specifica;
- connessioni con barre di rinforzo post installate: si posizionano le barre ad aderenza migliorata all'interno di fori cilindrici.

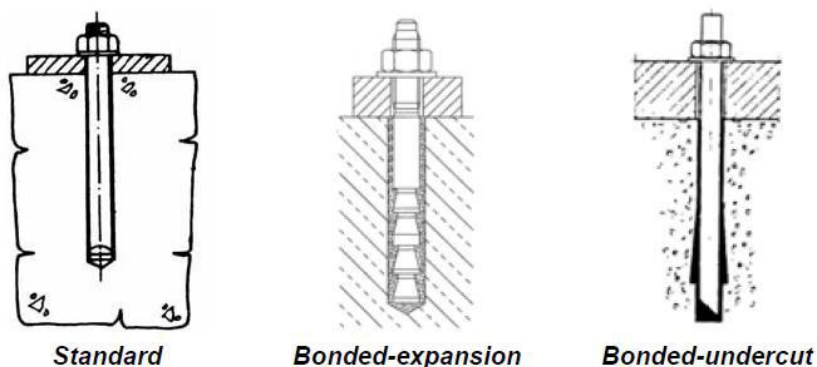


Fig. 17 Tipici ancoranti con legante chimico (Eligehausen R. 2006)

Come legante chimico si possono utilizzare vari tipi di miscele chimiche (resina epossidica, adesivi acrilici, ecc...) o di malta cementizia. Le miscele chimiche non sono adatte per applicazioni in presenza di calore o potenziale rischio di incendio, mentre la malta cementizia si può utilizzare anche in queste condizioni. Quest'ultima però è lenta da installare e necessita di un lungo periodo senza ricevere il carico per permettere lo sviluppo dei fenomeni di presa ed indurimento. Esistono varie modalità di posa della miscela adesiva:

- immissione attraverso una capsula da avvitare con un martello rotante in contemporanea all'installazione dell'ancorante;
- iniezione all'interno del foro;
- versamento del materiale legante nel foro.

La tipologia di legante e la modalità di posa dovranno essere scelte accuratamente in base alle condizioni del supporto durante l'installazione ed alle condizioni di esercizio con le quali il sistema di fissaggio dovrà operare.

2.3.5. SISTEMI DI FISSAGGIO OGGETTO DELLA PROVA

Come abbiamo descritto nei capitoli precedenti, la prova che stiamo progettando permette di testare contemporaneamente 4 sistemi di fissaggio su calcestruzzo integro e 4 sistemi di fissaggio su calcestruzzo danneggiato.

Le tipologie di ancoranti che verranno utilizzate durante la prova sono riassunte nella tabella seguente, per ciascun fissante sono indicate le caratteristiche geometriche nominali, il tipo di fissaggio e la resistenza caratteristica a trazione ed a taglio per sollecitazioni di tipo dinamico.

ANCORATE	TIPO	L TOTALE [mm]	Φ NOMINALE [mm]	N _{RD} [kN]	V _{RD} [kN]
TRIGA E V 12-18/25	ad espansione	132	12	27.80	41.50
EPCON C8 MAXI M16	chimico	190	16	36.14	54.30
T66 10-100/50	ad espansione	107	10	9.70	9.00
FIXFORM M10/15 V	sottosquadro	91.5	10	25.40	24.60

Le resistenze indicate nella tabella sono state determinate senza tenere conto di coefficienti di sicurezza.

Le normative specifiche prescrivono, per sistemi di collegamento sollecitati da azioni dinamiche, di determinare la resistenza di progetto riducendo la resistenza caratteristica del 25% in modo da simulare la perdita di resistenza che deriva dalla particolare condizione di carico.

Applicando questi coefficienti di sicurezza, si ottengono i valori riassunti nella tabella seguente.

ANCORATE	TIPO	L TOTALE [mm]	Φ NOMINALE [mm]	N _{RD} [kN]	V _{RD} [kN]
TRIGA E V 12-18/25	ad espansione	132	12	20.85	31.13
EPCON C8 MAXI M16	chimico	190	16	27.11	40.73
T66 10-100/50	ad espansione	107	10	7.28	6.75
FIXFORM M10/15 V	sottosquadro	91.5	10	19.05	18.45

Appare evidente come in fase di progettazione della campagna sperimentale sia più opportuno fare riferimento alla resistenza caratteristica dei sistemi di collegamento, in modo da progettare una serie di prove che portino effettivamente a rottura il collegamento così da caratterizzarne completamente il comportamento in ambito sismico. Tuttavia la riduzione del 25% della resistenza è stata introdotta per tenere conto sia dei coefficienti di sicurezza che della diminuzione di resistenza causata dall'andamento dinamico della sollecitazione, pertanto sarà necessario fare delle opportune valutazioni in modo da non sovrastimare la resistenza dei collegamenti evitando così rotture anticipate.

Si osservi inoltre che metà dei sistemi di ancoraggio sarà testata su calcestruzzo fessurato. In queste condizioni la resistenza caratteristica è minore, in particolare assume i valori riassunti nella tabella seguente.

ANCORATE	TIPO	L TOTALE [mm]	Φ NOMINALE [mm]	N _{RD} [kN]	V _{RD} [kN]
TRIGA E V 12-18/25	ad espansione	132	12	28.80	41.50
EPCON C8 MAXI M16	chimico	190	16	31.97	49.97
T66 10-100/50	ad espansione	107	10	5.00	9.00
FIXFORM M10/15 V	sottosquadro	91.5	10	17.78	24.60

SISTEMI DI ANCORAGGIO PER ELEMENTI NON STRUTTURALI

Daniele Gualano

La resistenza di calcolo dei fissaggi ancorati calcestruzzo fessurato, calcolata riducendo la resistenza caratteristica del 25%, vale invece:

ANCORATE	TIPO	L TOTALE [mm]	Φ NOMINALE [mm]	N _{RD} [kN]	V _{RD} [kN]
TRIGA E V 12-18/25	ad espansione	132	12	21.60	31.13
EPCON C8 MAXI M16	chimico	190	16	23.98	37.48
T66 10-100/50	ad espansione	107	10	3.75	6.75
FIXFORM M10/15 V	sottosquadro	91.5	10	13.34	18.45

2.4.PROCEDURA DELLA PROVA

Abbiamo definito 5 run di carico caratterizzati da un'accelerazione massima crescente:

- PGA 0,2 g per gli accelerogrammi orizzontali, PGA 0,134 g per l'accelerogramma verticale;
- PGA 0,4 g per gli accelerogrammi orizzontali, PGA 0,268 g per l'accelerogramma verticale;
- PGA 0,6 g per gli accelerogrammi orizzontali, PGA 0,402 g per l'accelerogramma verticale;
- PGA 0,8 g per gli accelerogrammi orizzontali, PGA 0,536 g per l'accelerogramma verticale;
- PGA 1,0 g per gli accelerogrammi orizzontali, PGA 0,670 g per l'accelerogramma verticale.

Gli accelerogrammi sono stati ottenuti scalando i 3 accelerogrammi relativi al secondo run di test (PGA 0,4 x) come sarà meglio descritto nei prossimi capitoli.

3. GENERAZIONE DELL'INPUT PER LA TAVOLA VIBRANTE

3.1.INTRODUZIONE

I test di qualifica degli elementi non strutturali sono generalmente condotti mediante prove su tavole vibranti che generano movimenti al suolo simili a terremoti naturali.

L'input assegnato alla tavola vibrante può essere un accelerogramma artificiale generato a partire da uno spettro "target" oppure un accelerogramma naturale registrato durante terremoti passati. In entrambi i casi, l'input dovrà essere corretto per tenere conto dell'effetto filtrante della struttura e riprodurre così l'eccitazione che subirà l'elemento analizzato nell'esatta posizione che ricopre all'interno dell'edificio.

Spesso i test su elementi non strutturali vengono condotti utilizzando dei telai di supporto sui quali gli elementi stessi sono appoggiati o fissati, si pensi a mensole o sistemi di controsoffitto. In questo caso la correzione dell'input sismico dovrà tenere conto anche della rigidità del telaio (prototipo) ed in particolare della differenza tra la rigidità del prototipo e quella della struttura reale che deve essere riprodotta. L'obiettivo sarà quello di ottenere un'eccitazione in corrispondenza degli ancoraggi degli elementi non strutturali al telaio di prova tale da simulare il comportamento della struttura reale nel suo insieme.

Tutto ciò si traduce, in genere, in una amplificazione dell'input iniziale.

E' necessario distinguere due casi: componenti dell'accelerazione in direzione orizzontale e componente in direzione verticale.

Per le componenti in direzione orizzontale del sisma riprodotto (artificiale o naturale) possiamo in prima approssimazione adottare una legge di correzione lineare in funzione dell'altezza dell'edificio, oppure possiamo adottare una legge di amplificazione proporzionale ai modi di vibrare della struttura. Per la componente verticale, invece, dovremo tener conto della rigidità degli elementi portanti verticali, nonché della flessibilità del soffitto del telaio prototipo (in generale diversa da quella dei solai della struttura reale) e degli effetti dei suoi modi di vibrare sugli ancoraggi degli elementi non strutturali, se questi sono ancorati al soffitto o appoggiati al pavimento.

Infine l'input dovrà essere corretto per tener conto delle caratteristiche dei sistemi idraulico ed elettrico della tavola vibrante e delle sue caratteristiche meccaniche.

3.2.GENERAZIONE

Come suvviso, in accordo con le norme AC156, la prova di caratterizzazione di elementi non strutturali deve essere condotta preferibilmente utilizzando sistemi di test triassiali. I segnali di input (accelerogrammi) per le tre direzioni principali devono essere diversi l'uno dall'altro, in particolare devono essere phase-incoherent, cioè tali da avere una sfasatura di ciascun segnale rispetto agli altri non costante nel tempo e variabile in modo casuale, così da risultare statisticamente indipendenti e non calcolabili l'uno in funzione degli altri.

Ciascun accelerogramma dovrà essere, inoltre, non stazionario e a banda larga (può essere ricavato come somma di più segnali a banda stretta) ed avere un contenuto di energia nel campo di frequenza da 1,3 a 33,3 Hz.

SISTEMI DI ANCORAGGIO PER ELEMENTI NON STRUTTURALI

Daniele Gualano

Operativamente gli accelerogrammi sono stati ottenuti artificialmente mediante il software SIMQKE introducendo uno spettro definito secondo la norma AC156 convertendo i valori in frequenza nei corrispondenti periodi.

Lo spettro di riferimento RRS definito dalle norme AC156, viene calcolato sulla base delle accelerazioni al suolo registrate negli Stati Uniti e contenute nelle norme ASCE 7-10. Volendo produrre una prova di caratterizzazione riferita ad una condizione tipica di impiego dei tasselli del tutto generale, abbiamo deciso di non calcolare i valori caratteristici dello spettro sulla base della sismicità di un dato sito geografico, ma di considerare uno spettro "base" con valori di accelerazione arbitrari e di scalare successivamente gli accelerogrammi ottenuti per calcolare gli accelerogrammi relativi ai diversi run della prova.

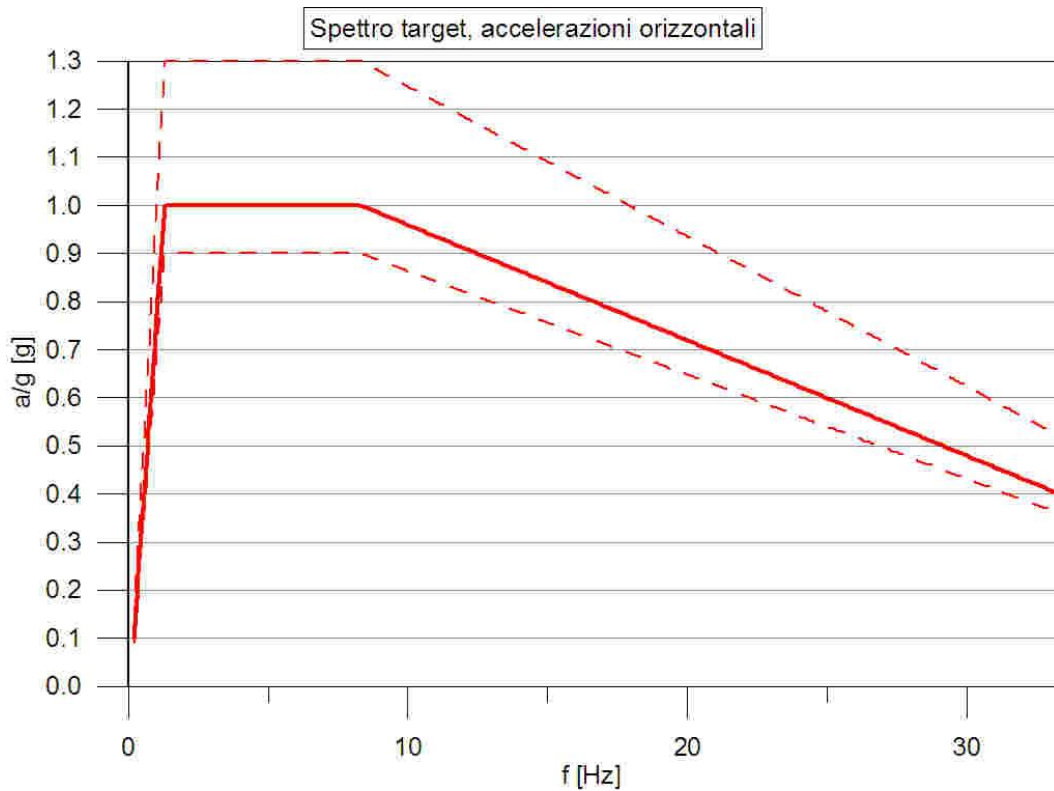


Fig. 18 Spettro RRS per accelerazioni orizzontali, valori in termini di frequenze

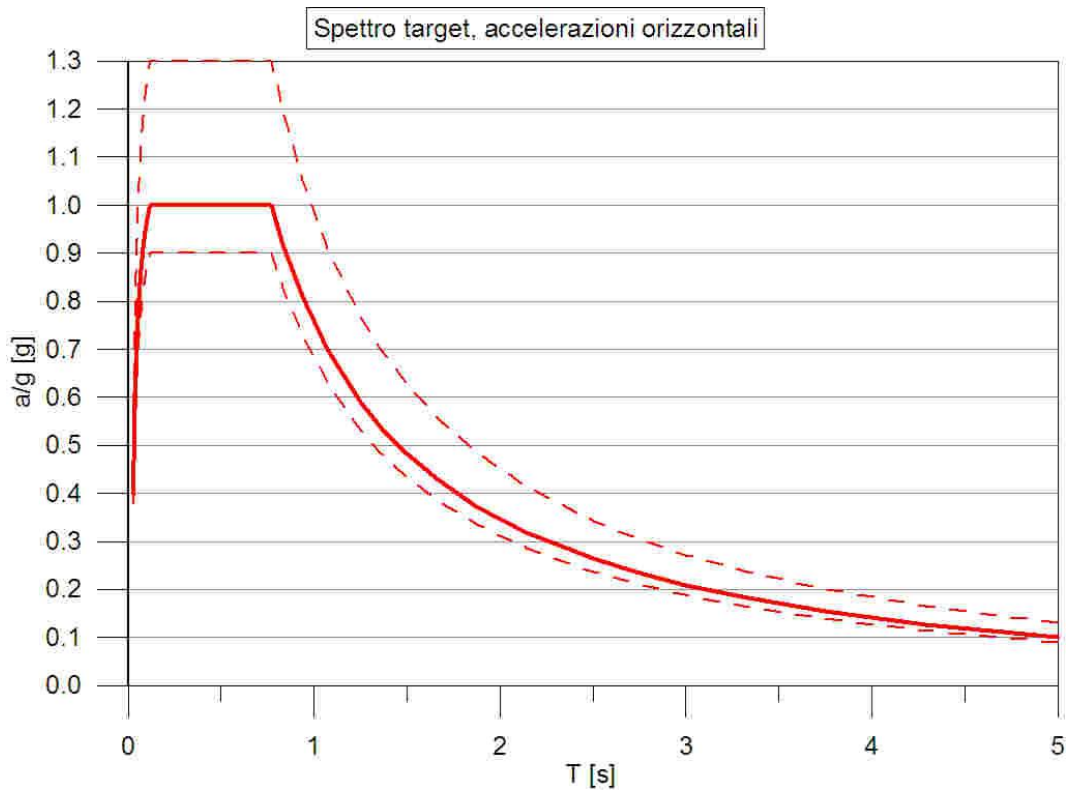


Fig. 19 Spettro RRS per accelerazioni orizzontali, valori in termini di periodo

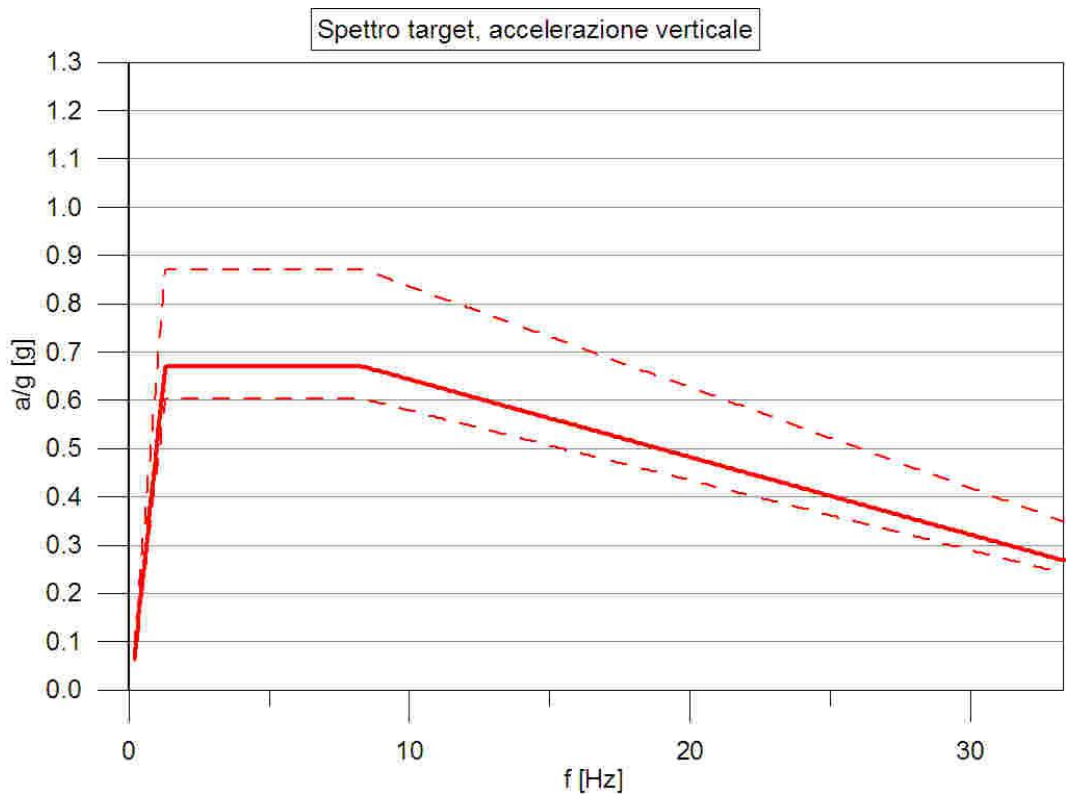


Fig. 20 Spettro RRS per accelerazioni verticali, valori in termini di frequenze

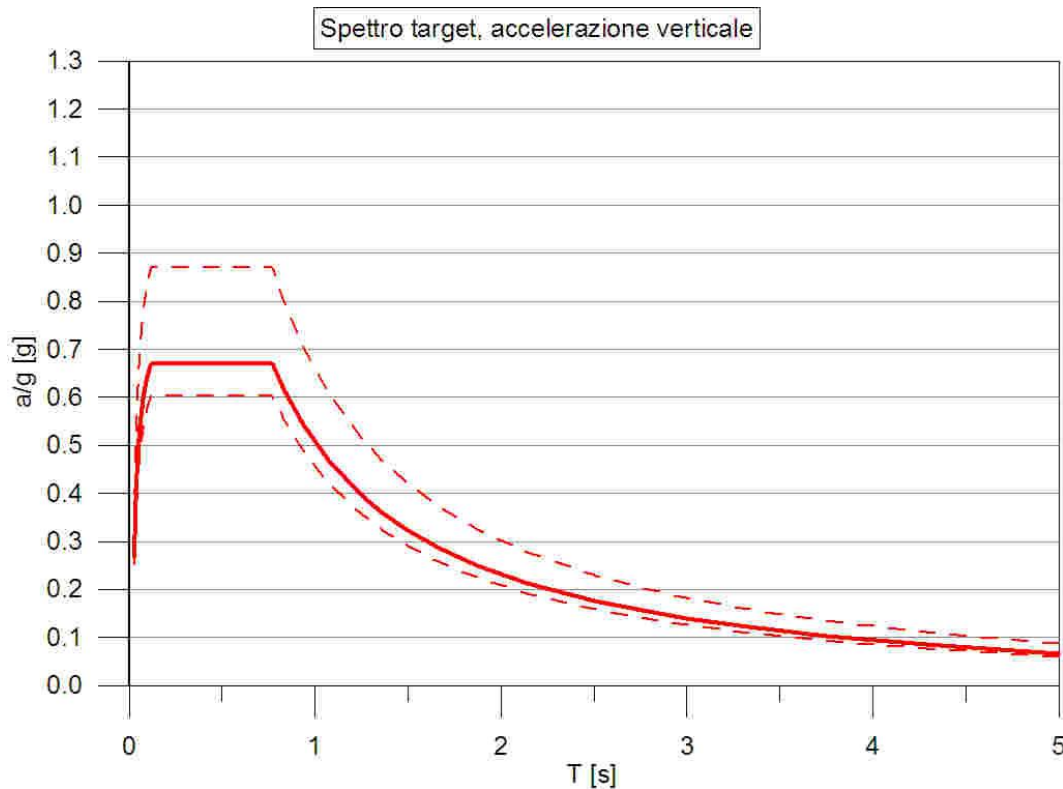


Fig. 21 Spettro RRS per accelerazioni verticali, valori in termini di periodo

Nei grafici soprastanti è stato evidenziato anche il campo di tolleranza -10%/+30% per gli spettri TRS calcolati sulla base delle accelerazioni misurate durante il test.

Il codice di calcolo SIMQKE permette di ottenere accelerogrammi non stazionari con profilo build-hold-decay, come richiesto dalla norma. E' possibile generare un qualsiasi numero di accelerogrammi statisticamente indipendenti a partire dallo spettro definito dall'utente attraverso la selezione di un sito di riferimento oppure attraverso un file di input. L'accelerogramma generato viene modificato in modo iterativo nel campo delle frequenze fino a raggiungere la convergenza allo spettro target limitatamente al range di periodo specificato dall'utente.

Nella figura seguente si può osservare la schermata di selezione dei parametri ed un tipico accelerogramma generato.

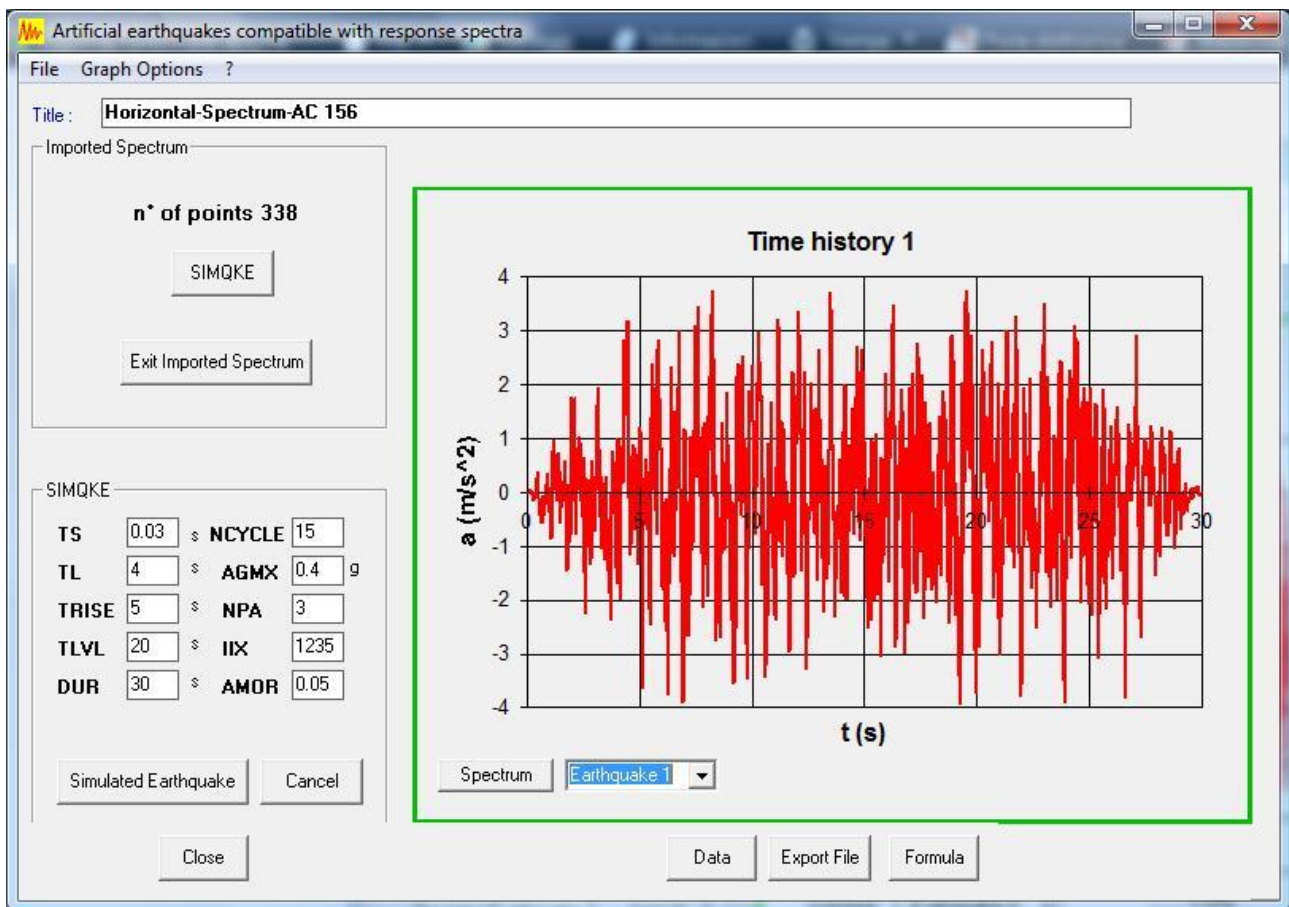


Fig. 22 Parametri del software SIMQKE

Il significato dei parametri definiti dall'utente è il seguente:

- TS, limite inferiore del campo in periodo nel quale garantire la corrispondenza dello spettro del segnale generato allo spettro RRS;
- TL, limite superiore del campo in periodo nel quale garantire la corrispondenza dello spettro del segnale generato allo spettro RRS;
- TRISE, istante temporale nel quale ha inizio il tratto stazionario dell'accelerogramma;
- TLVL, durata del tratto stazionario dell'accelerogramma;
- DUR, durata complessiva dell'accelerogramma;
- NCYCLE, numero di iterazioni da eseguire per lisciare lo spettro elastico corrispondente al segnale generato;
- AGMX, PGA dell'accelerogramma, è un valore calcolato automaticamente sulla base dello spettro definito dall'utente;
- NPA, numero di accelerogrammi statisticamente indipendenti da generare;
- IIX, numero dispari arbitrario necessario per l'algoritmo di calcolo;
- AMOR, fattore di smorzamento.

Poiché il software permette di calcolare accelerogrammi statisticamente indipendenti a partire dal medesimo spettro target, ma non permette il controllo della correlazione di accelerogrammi generati in riferimento a due spettri diversi, per calcolare l'accelerogramma da assegnare in direzione verticale abbiamo utilizzato lo spettro RRS per le direzioni orizzontali salvo poi scalare l'accelerogramma così

SISTEMI DI ANCORAGGIO PER ELEMENTI NON STRUTTURALI

Daniele Gualano

ottenuto con un fattore 0,67 in modo da ripristinare il livello di accelerazione voluto. Lo spettro RRS per la direzione verticale, infatti, si ottiene in accordo con la normativa semplicemente scalando quello per le direzioni orizzontali con un fattore 0,67.

Generati gli accelerogrammi, abbiamo proceduto con una integrazione numerica col metodo dei trapezi al fine di valutare l'andamento di velocità e spostamento nel tempo da confrontare con i limiti dell'apparato strumentale.

Abbiamo ottenuto i risultati seguenti.

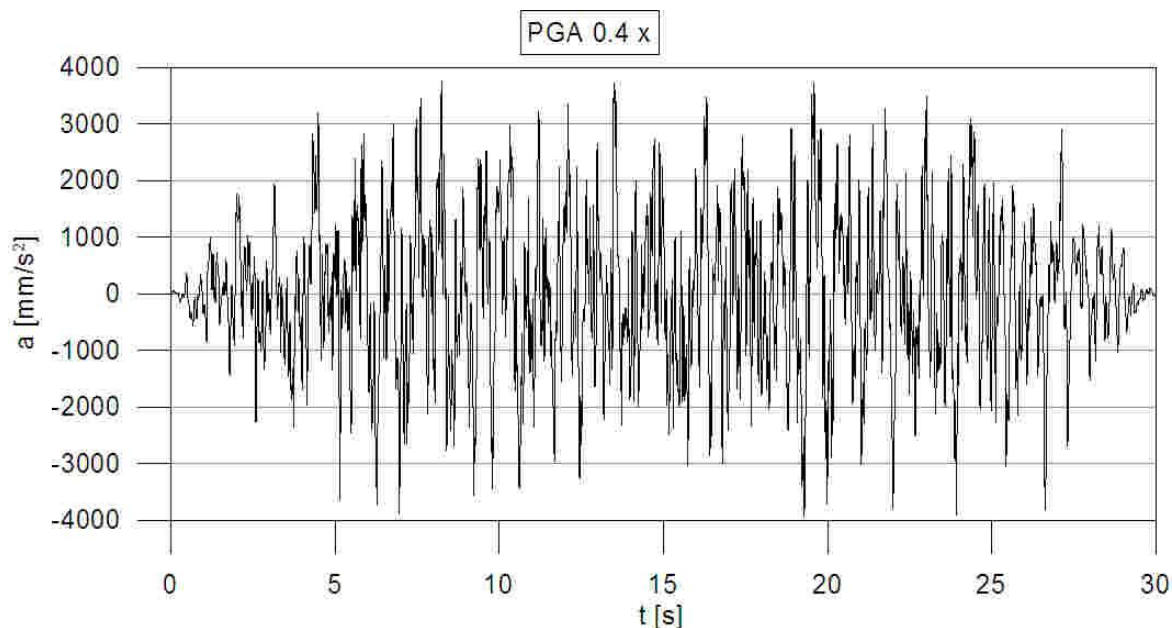


Fig. 23 Accelerogramma con pga 0.4 g generato per la direzione "x"

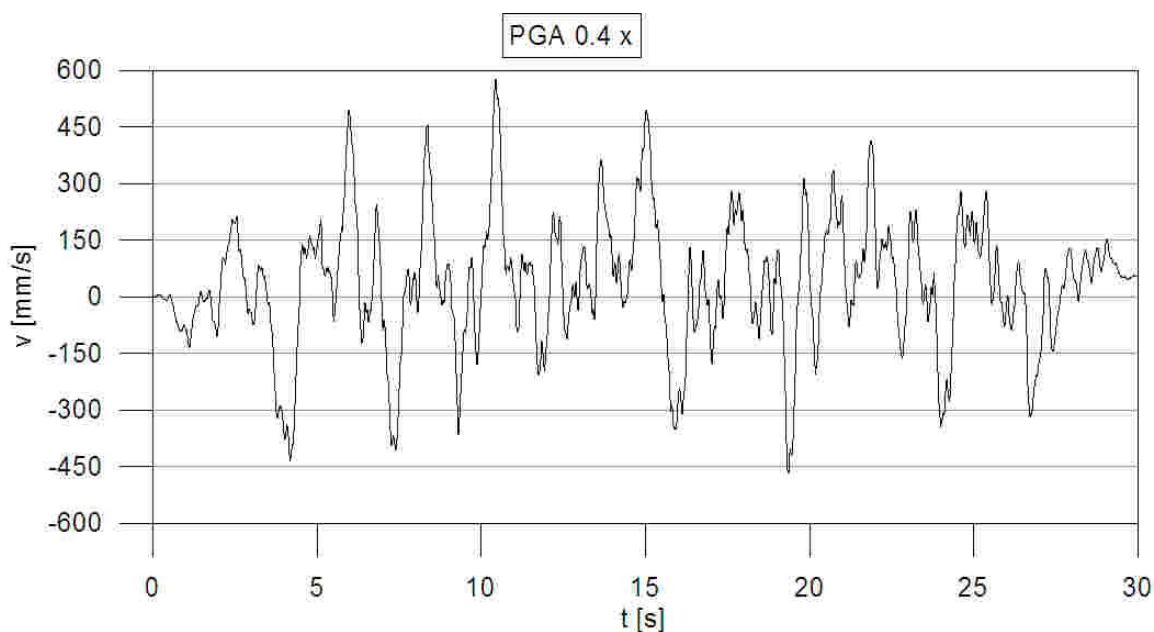


Fig. 24 Velocità in direzione "x"

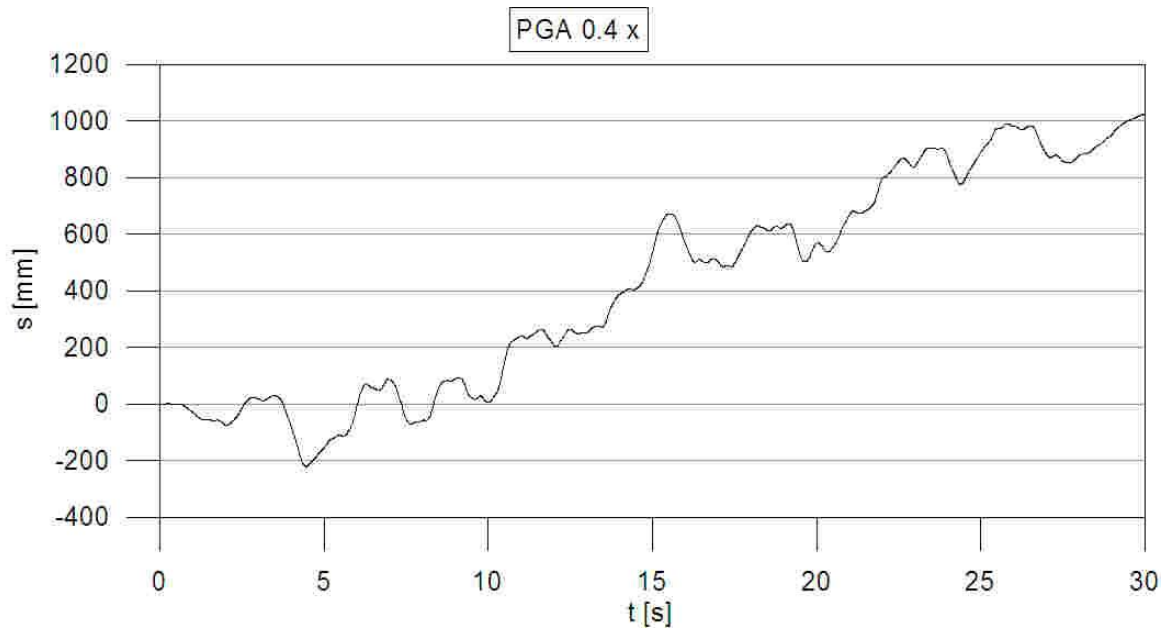


Fig. 25 Spostamenti in direzione "x"

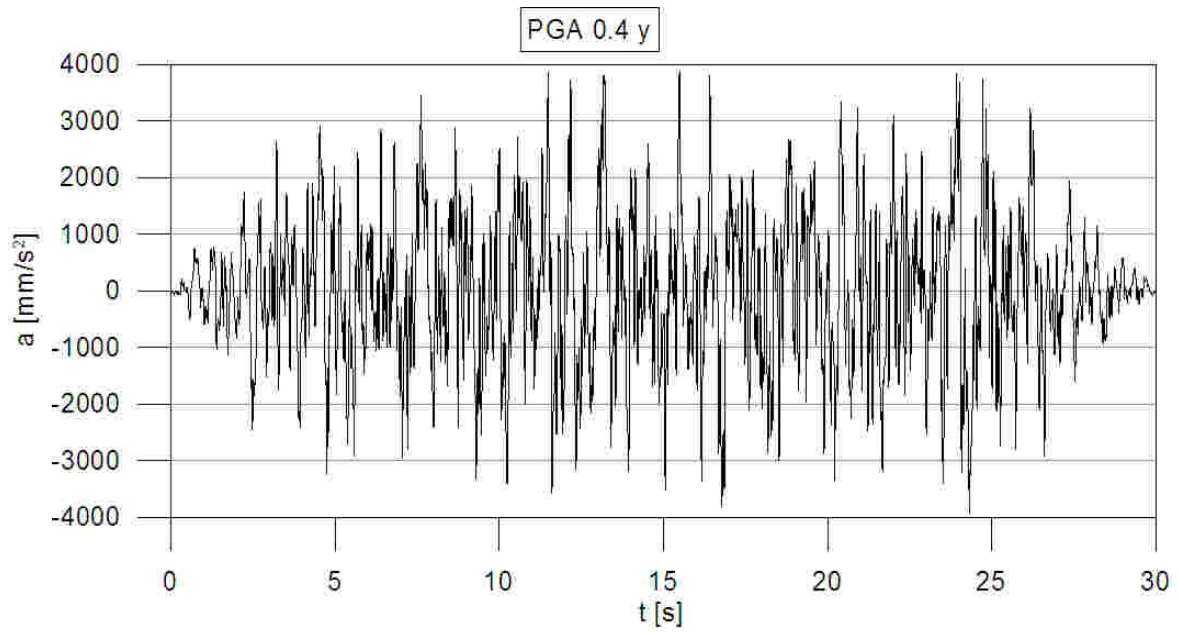


Fig. 26 Accelerogramma con pga 0.4 g generato per la direzione "y"

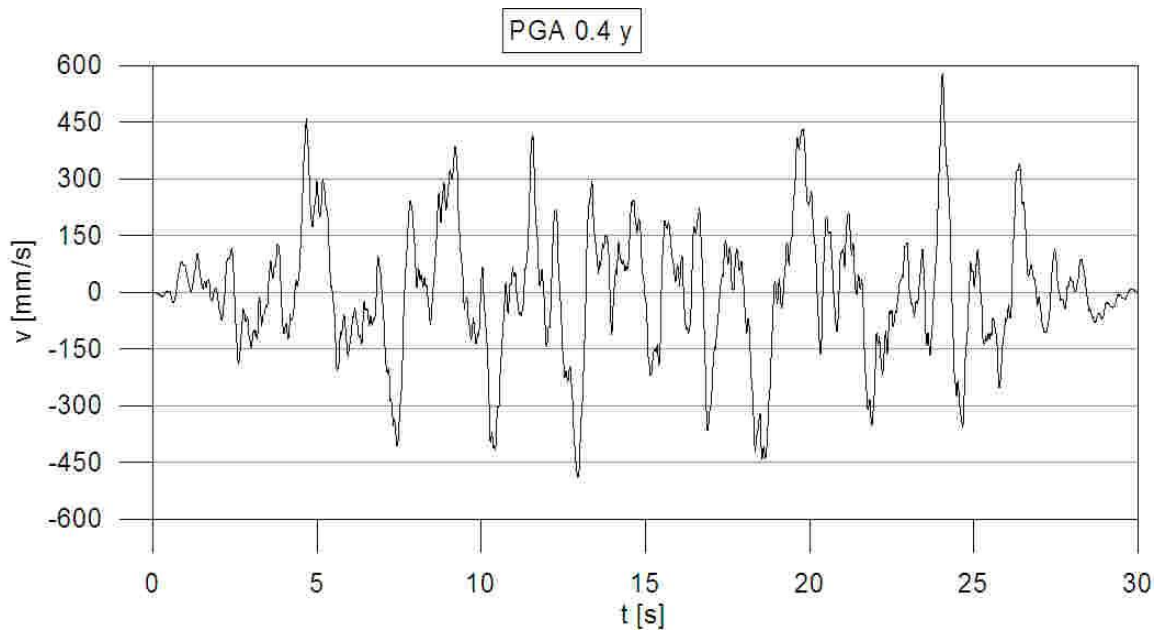


Fig. 27 Velocità in direzione "y"

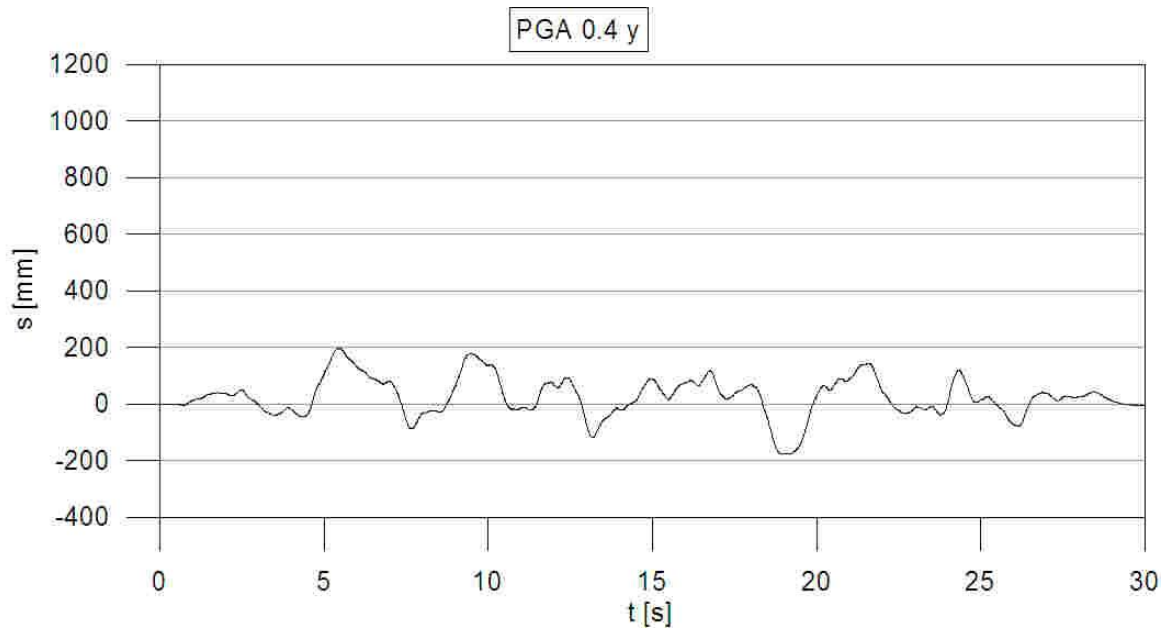


Fig. 28 Spostamenti in direzione "y"

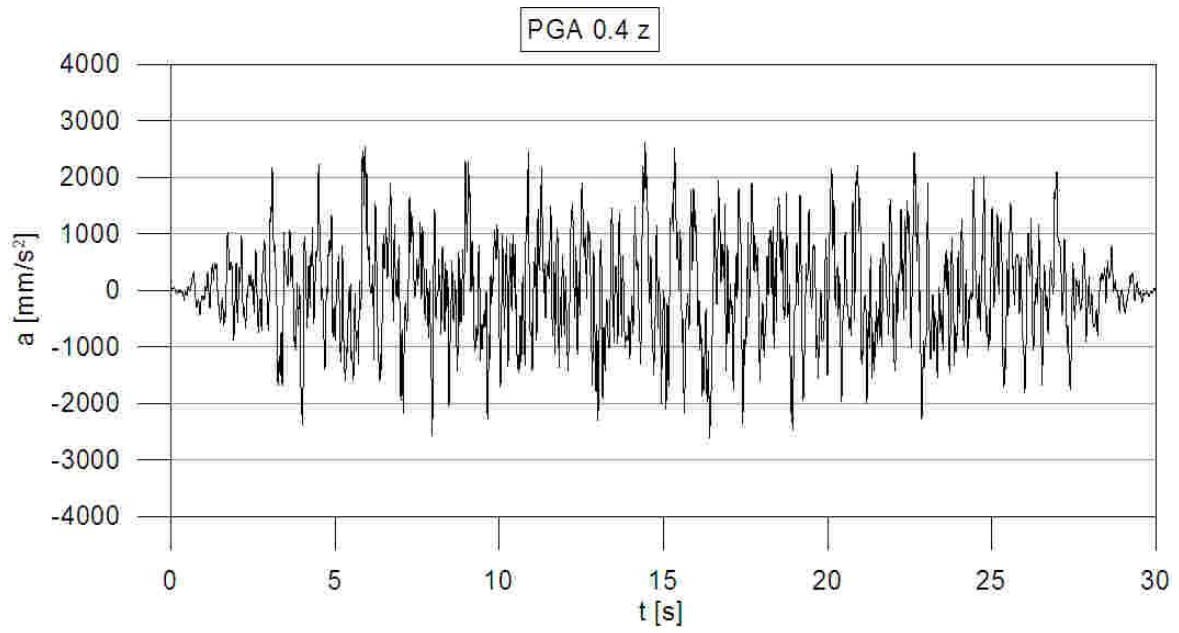


Fig. 29 Accelerogram con pga 0.268 g generato per la direzione "z"

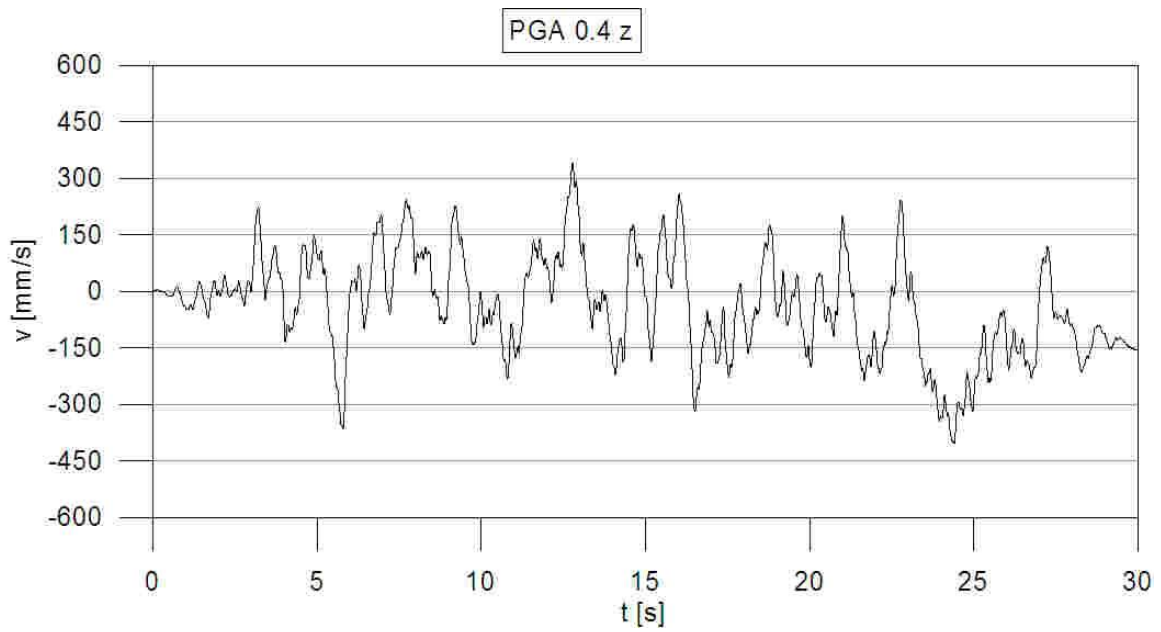


Fig. 30 Velocità in direzione "z"

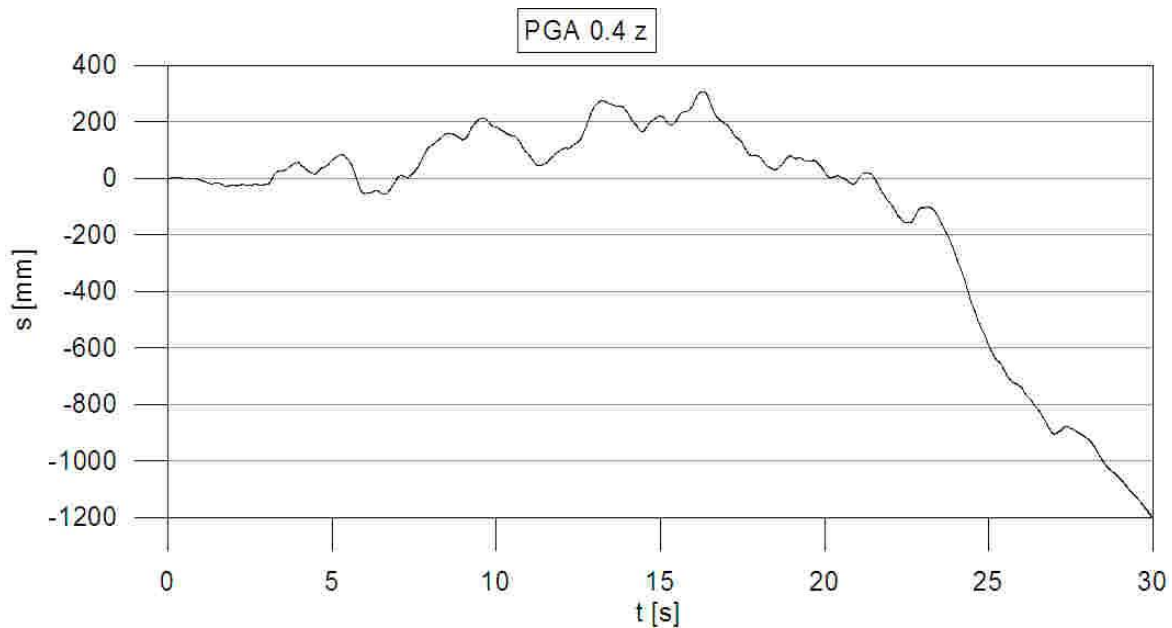


Fig. 31 Spostamenti in direzione “z”

Come si può notare dai grafici, i tre accelerogrammi generati con accelerazione massima al suolo pari a 0,4 g per le due direzioni orizzontali e 0,268 g per la direzione verticale (l’accelerogramma è stato denominato PGA 0.4 z per identificare più rapidamente il run di carico di riferimento) presentano dei valori all’interno dei limiti della tavola per quel che riguarda la massima accelerazione che può essere prodotta e la massima velocità di movimento, ma presentano degli spostamenti troppo elevati, in due casi addirittura superiori al metro.

Questo è dovuto al processo di generazione degli accelerogrammi che predilige le frequenze più basse. Analizzando ad esempio l’accelerogramma denominato PGA 0.4 x, possiamo evidenziare il contenuto in frequenza dell’accelerogramma analizzando la sua trasformata di Fourier.

La trasformazione di Fourier è uno strumento matematico per l’analisi dei segnali periodici che permette di rappresentare un segnale come somma di sinusoidi e cosinusoidi in modo simile alla rappresentazione dei vettori come somma delle proprie componenti rispetto ad una base di riferimento.

Nell’analisi di Fourier tale base è rappresentata dalle funzioni:

$$1, \cos 2\pi f_0 t, \cos 4\pi f_0 t, \dots, \sin 2\pi f_0 t, \sin 4\pi f_0 t$$

Qualsiasi funzione periodica, o non periodica sotto opportune ipotesi, può essere scritta nella forma:

$$f(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} c_n e^{i\frac{2\pi n}{T_0}t}$$

Dove T_0 è il periodo della funzione e c_n sono i coefficienti di Fourier calcolati mediante la relazione:

$$c_n = \frac{1}{T_0} \int_0^{T_0} f(t) e^{i\frac{2\pi n}{T_0}t} dt$$

I coefficienti di Fourier scritti in questa forma sono dei numeri immaginari, esprimibili quindi come:

$$c_n = |c_n|e^{i\angle c_n}$$

Costruendo un grafico con il valore dei coefficienti c_n al variare della frequenza ($f = \frac{n}{T_0}$) è possibile evidenziare il contenuto in frequenza del segnale ottenendo un grafico noto come “discrete amplitude spectrum”.

Utilizzando il software SeismoSignal sono stati calcolati i coefficienti di Fourier relativi ad una approssimazione del segnale con sinusoidi con frequenze tra 0,02 e 100 Hz con passo di 0,024 Hz, costruendo quindi il “discrete amplitude spectrum”.

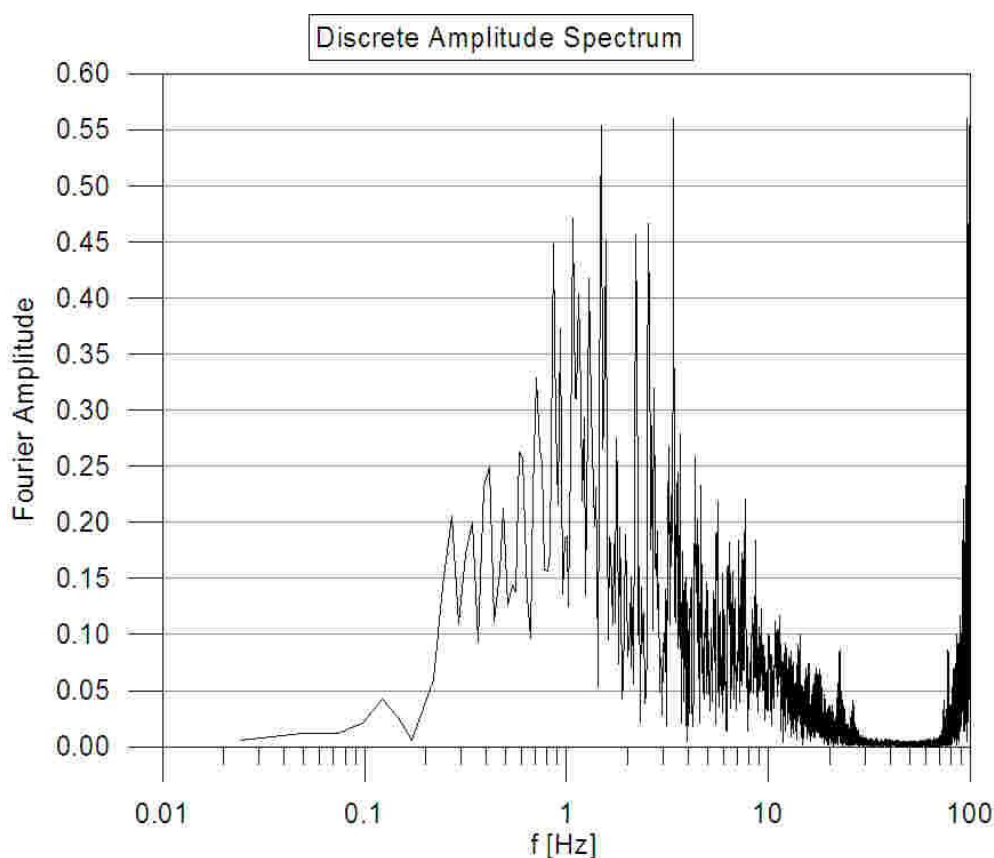


Fig. 32 Discrete amplitude spectrum dell'accelerogramma PGA 0.4 x

Si può notare come il segnale generato dal software SIMQKE abbia un contenuto in frequenza concentrato tra 0,2 e 30,0 Hz, in particolare il contenuto di bassissime frequenze (< 1 Hz) porta ad avere spostamenti alla base molto elevati. Vedremo come adottando un'opportuna procedura di filtraggio sia possibile ovviare a questo inconveniente.

Le norme AC156 prescrivono un controllo di tolleranza tra lo spettro target RRS e lo spettro dell'accelerogramma misurato durante la prova (TRS). E' evidente che se il segnale di input alla tavola vibrante è “in tolleranza”, lo spettro TRS sarà più vicino allo spettro RRS. Per questo motivo abbiamo valutato gli spettri dei tre accelerogrammi generati e formulato un giudizio di ammissibilità.

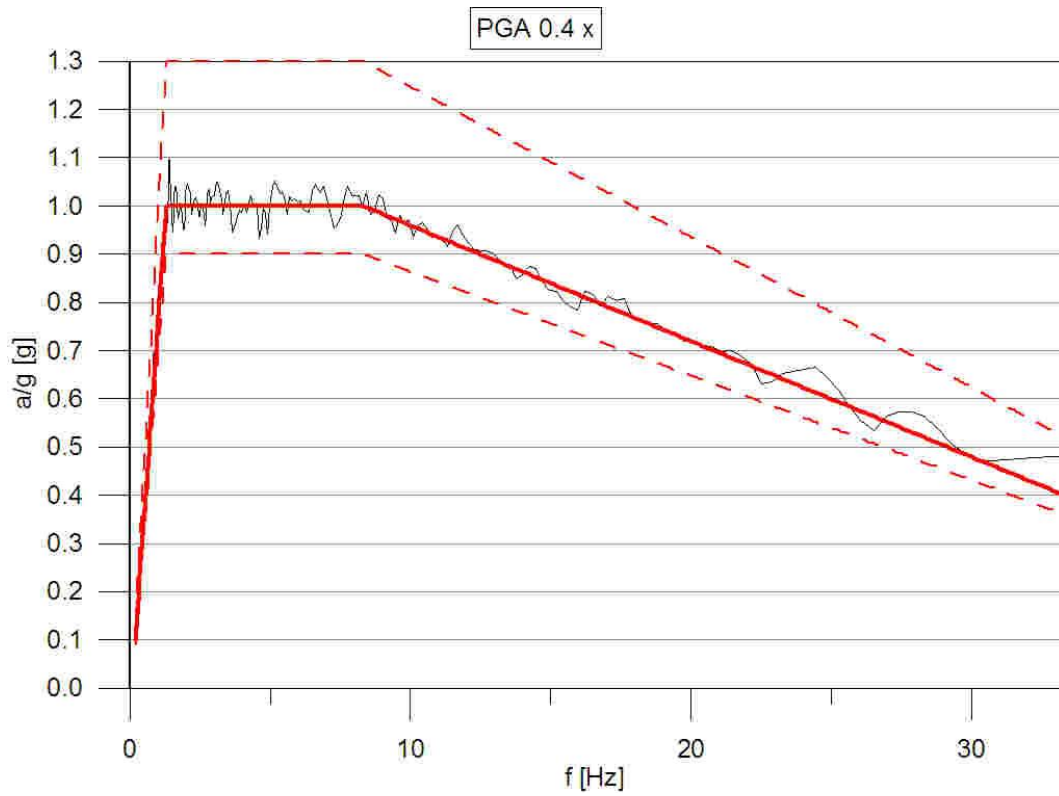


Fig. 33 Spettro di risposta elastico con smorzamento al 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 x

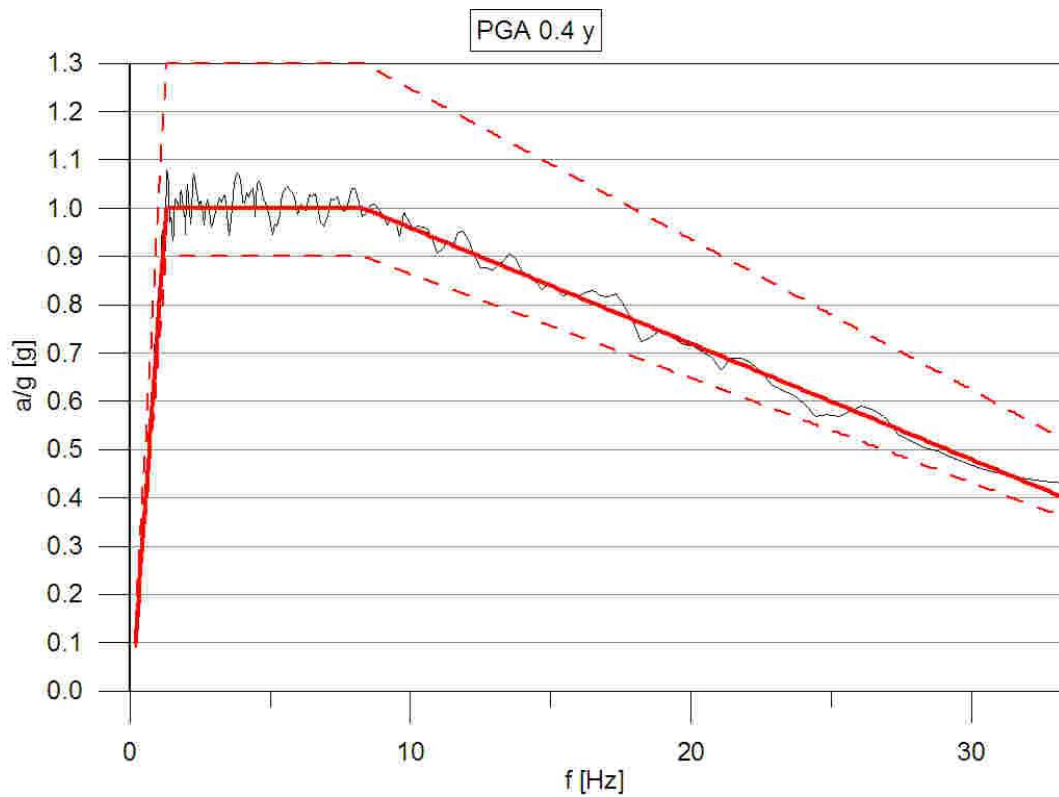


Fig. 34 Spettro di risposta elastico con smorzamento al 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 y

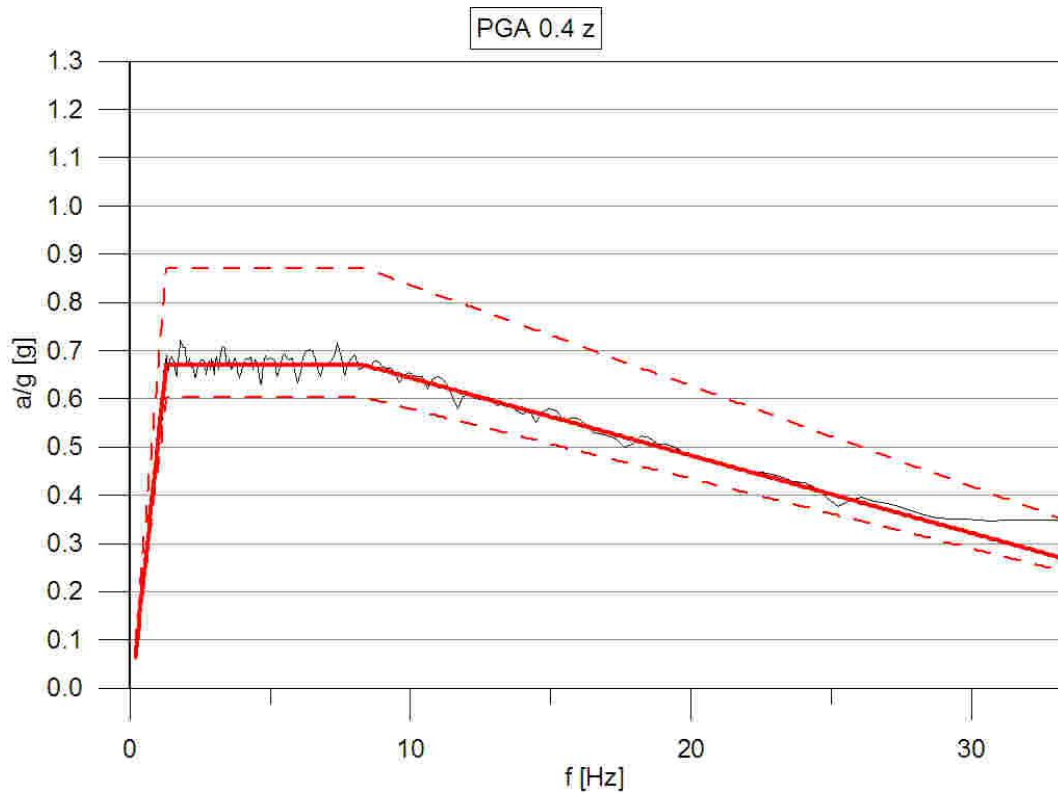


Fig. 35 Spettro di risposta elastico con smorzamento al 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 z

Come si può notare dai grafici, il codice SIMQKE permette di generare accelerogrammi con spettro elastico molto vicino allo spettro target.

Tuttavia si può evidenziare come per le frequenze più alte si raggiunga il limite di tolleranza, sintomo che il codice ha dei problemi di convergenza quando il periodo T tende a 0.

3.3.CORREZIONE DELL'INPUT - PROCEDURA DI FILTRAGGIO

Come abbiamo visto nel capitolo precedente, gli accelerogrammi generati mediante il software SIMQKE hanno uno spettro elastico valutato con uno smorzamento del 5% di quello critico molto vicino allo spettro target RRS, presentano accelerazioni e velocità massime compatibili con i limiti della tavola vibrante, ma necessitano di spostamenti troppo grandi per i limiti della macchina.

Abbiamo evidenziato come questo sia un fenomeno da attribuire al contenuto di frequenze molto basse dei segnali generati artificialmente.

In accordo con la norma, abbiamo quindi applicato un filtro di tipo *"band pass"* a ciascun segnale, ottenendo degli accelerogrammi con un contenuto in frequenza tra 1,3 e 33,3 Hz, compatibilmente con le prescrizioni delle norme e con i limiti della tavola vibrante la quale non riesce a produrre movimenti con frequenza maggiore di 50 Hz.

Il filtro *"band pass"*, o passabanda, è un filtro che rimuove dal segnale originale le frequenze minori dell'estremo inferiore della banda e maggiori dell'estremo superiore. Per applicare tale filtro, abbiamo utilizzato il software SeismoSignal, prodotto dalla SeismoSoft.

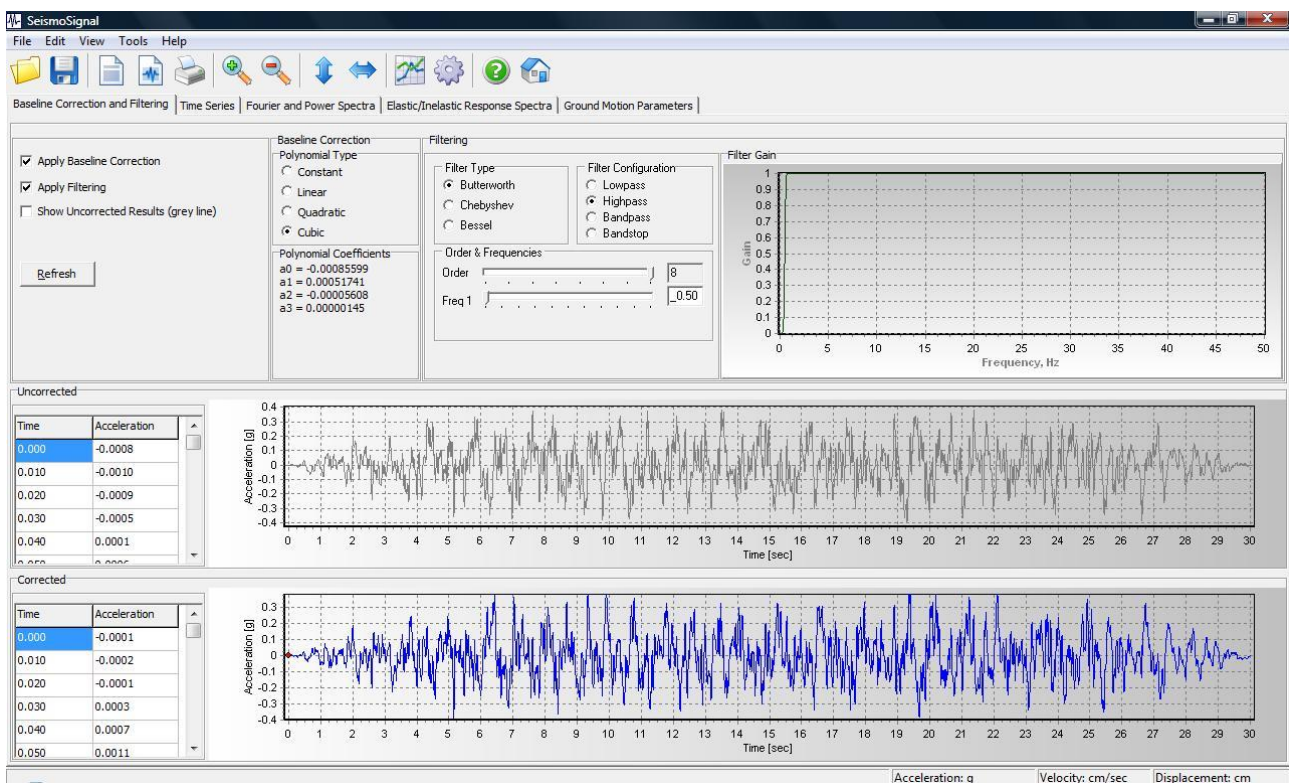


Fig. 36 Parametri del programma SeismoSignal

Gli accelerogrammi filtrati presentano degli spostamenti molto ridotti, nell'ordine dei 2/3 cm, compatibili quindi con i limiti della tavola, ma hanno uno spettro di risposta che non rispetta i parametri di tolleranza richiesti.

Consideriamo ad esempio l'accelerogramma denominato PGA 0.4 x.

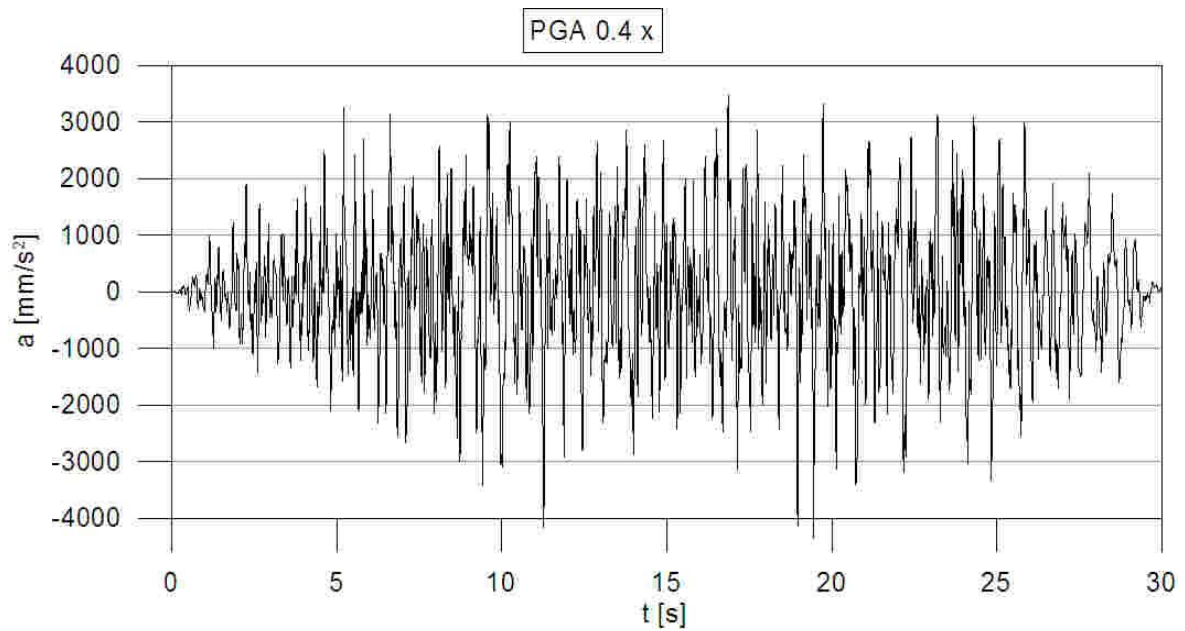


Fig. 37 Accelerogramma PGA 0.4 x filtrato

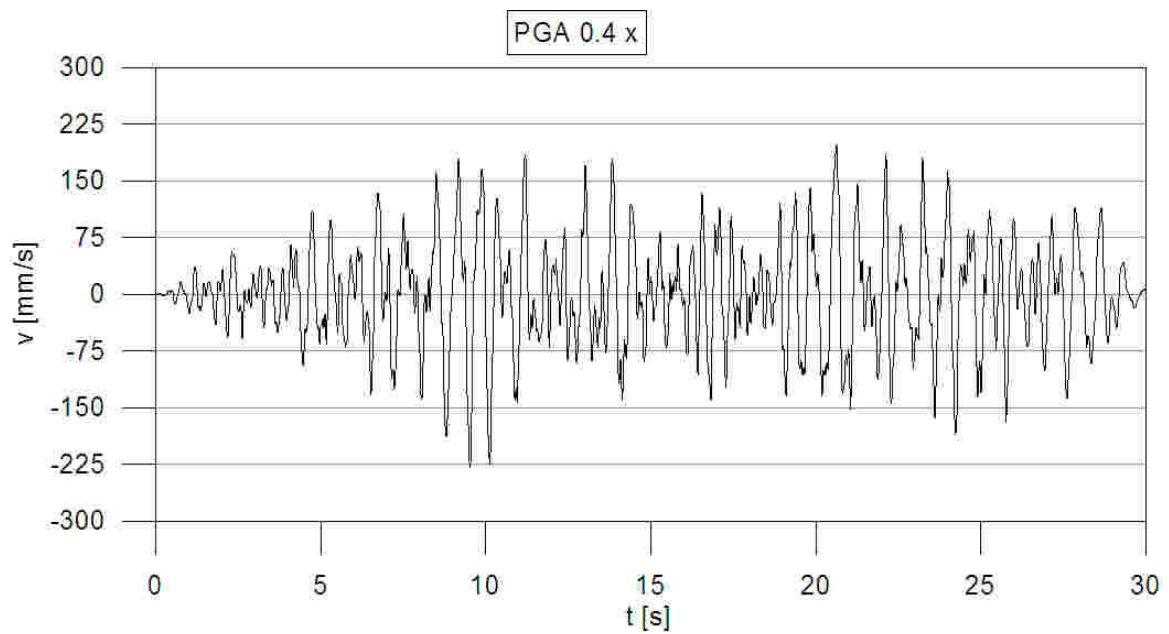


Fig. 38 Velocità derivate dall'accelerogramma PGA 0.4 x filtrato

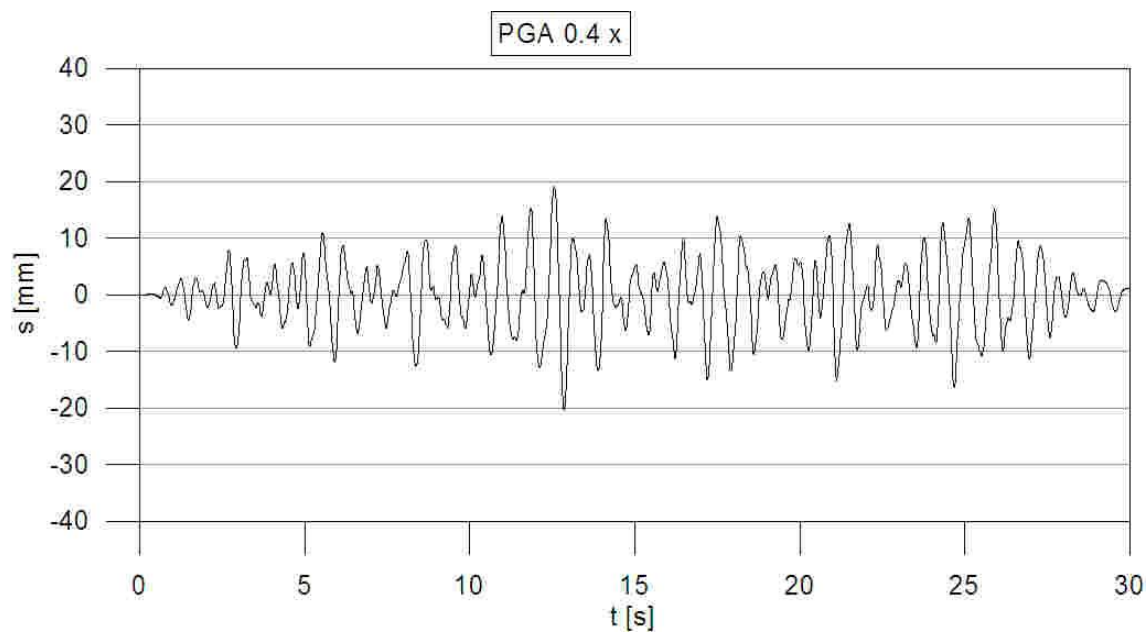


Fig. 39 Spostamenti derivati dall'accelerogramma PGA 0.4 x filtrato

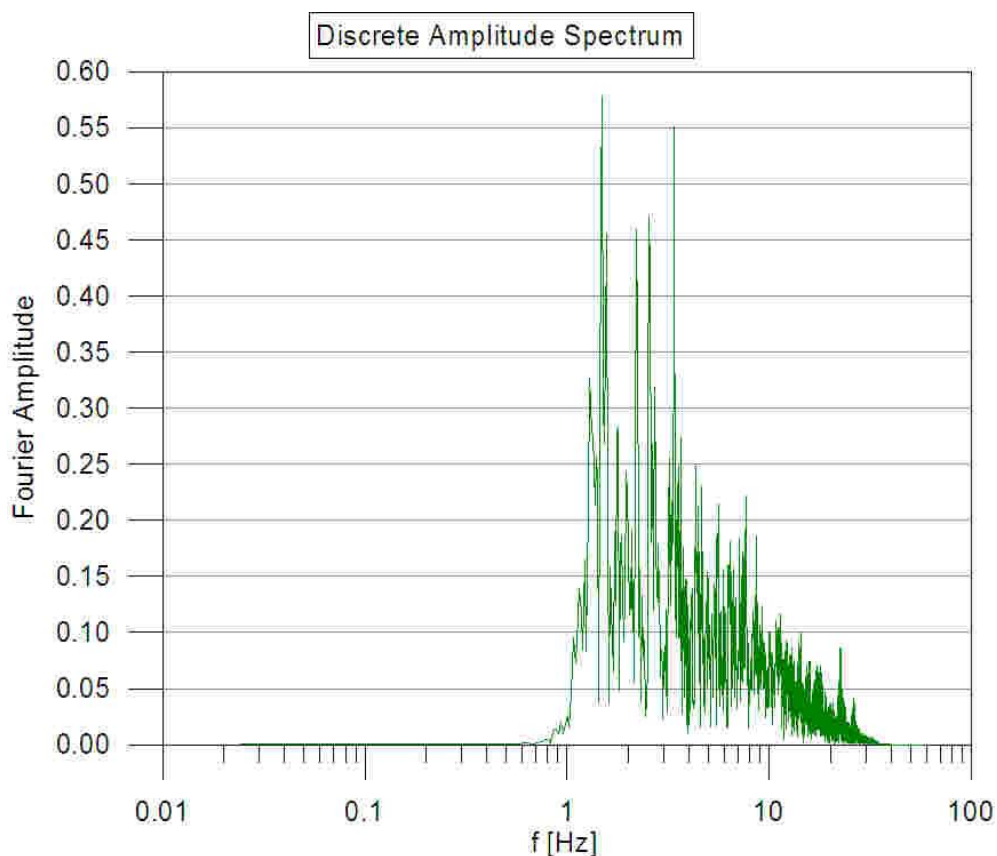


Fig. 40 Discrete amplitude spectrum dell'accelerogramma PGA 0.4 x filtrato

Come si può evincere dall'ultimo grafico, il contenuto in frequenza dell'accelerogramma filtrato è molto più concentrato rispetto all'accelerogramma originale, in particolare la mancanza delle frequenze più basse permette di contenere gli spostamenti entro 2-3 cm, quindi perfettamente entro i limiti della tavola.

Confrontando gli spettri di Fourier del segnale prima e dopo l'applicazione del filtro, è ancora più evidente come siano state effettivamente tagliate tutte le frequenze al di fuori della banda fissata.

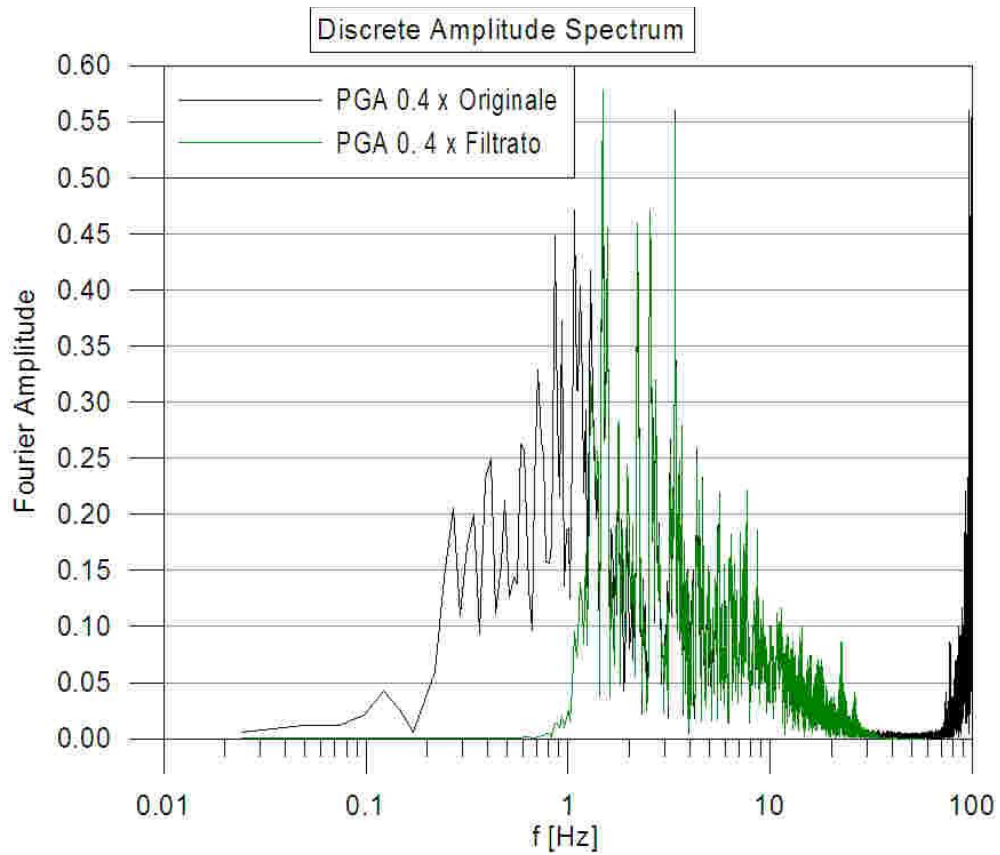


Fig. 41 Confronto tra il discrete amplitude spectrum dell'accelerogramma PGA 0.4 x originale e filtrato

La sola applicazione di un filtro passabanda, tuttavia, porta ad avere uno spettro di risposta elastico fuori tolleranza, come evidenziato nel grafico seguente.

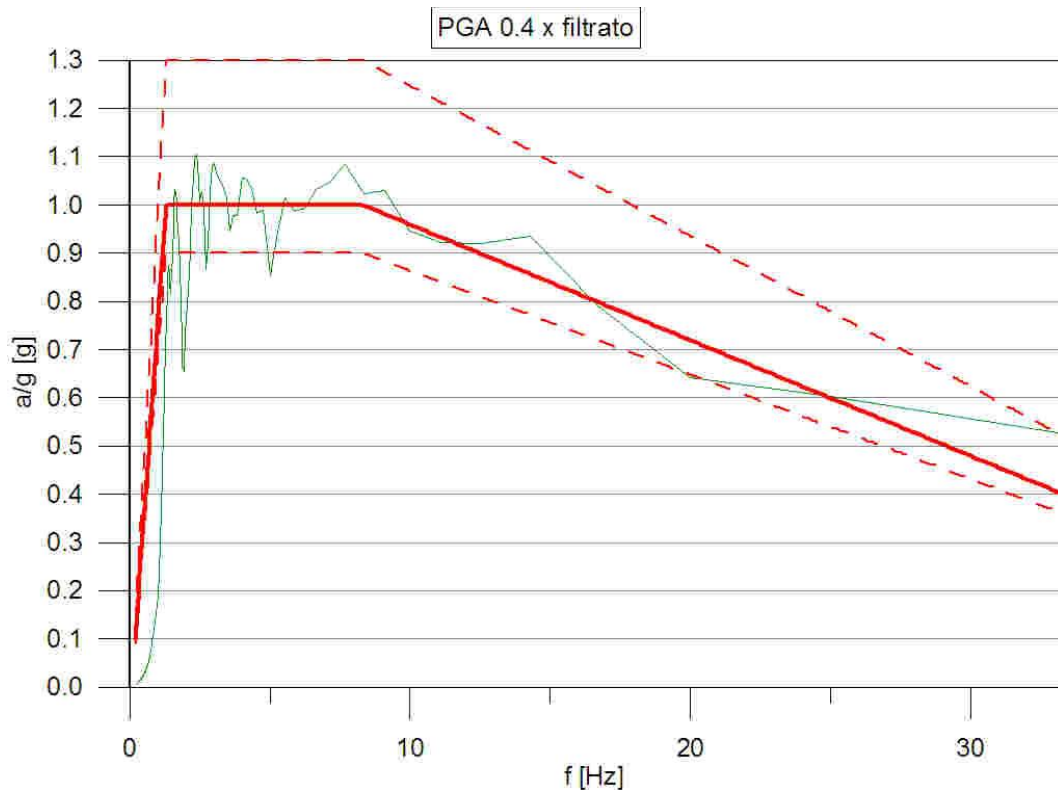


Fig. 42 Spettro di risposta elastico con smorzamento del 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 x filtrato

Si nota chiaramente come nel campo di frequenza 1,3-33,3 Hz lo spettro elastico in accelerazione esca in più punti dal campo di tolleranza, discostandosi anche di oltre il 30%.

Sono state eseguite numerose prove di taratura del filtro passabanda limitando le frequenze inferiori rimosse a valori tra 0,2 e 0,6 Hz, questo permetterebbe di ottenere degli spettri elastici in tolleranza, ma gli spostamenti richiesti risulterebbero maggiori del filtro scelto e non permetterebbero di scalare gli accelerogrammi in modo da ottenere i livelli di carico maggiori richiesti dai diversi run del test.

Per questo motivo abbiamo deciso di usare un filtro passabanda 1,3-33,3 Hz e di manipolare successivamente gli accelerogrammi in modo da ripristinare la convergenza degli spettri elastici allo spettro RRS.

3.4. CORREZIONE DELL'INPUT - PROCEDURA DI SPECTRUM MATCHING

Gli accelerogrammi generati con il software SIMQKE e successivamente filtrati nel campo delle frequenze in modo da togliere le frequenze minori di 1,3 Hz e maggiori di 33,3 Hz sono perfettamente compatibili con i limiti operativi della tavola vibrante che verrà utilizzata per la prova progettata in questo studio. Tuttavia abbiamo visto come gli spettri elastici di risposta calcolati sulla base di questi accelerogrammi non rispettino i requisiti di tolleranza prescritti dalle norme AC156.

Per rifinire gli accelerogrammi, abbiamo quindi implementato una procedura di adattamento allo spettro di riferimento (*spectrum matching*) entro una certa tolleranza fissata al $\pm 10\%$ dello spettro RRS.

Per effettuare questa manipolazione abbiamo utilizzato il software SeismoMatch, appositamente studiato per questo tipo di elaborazioni dei segnali.

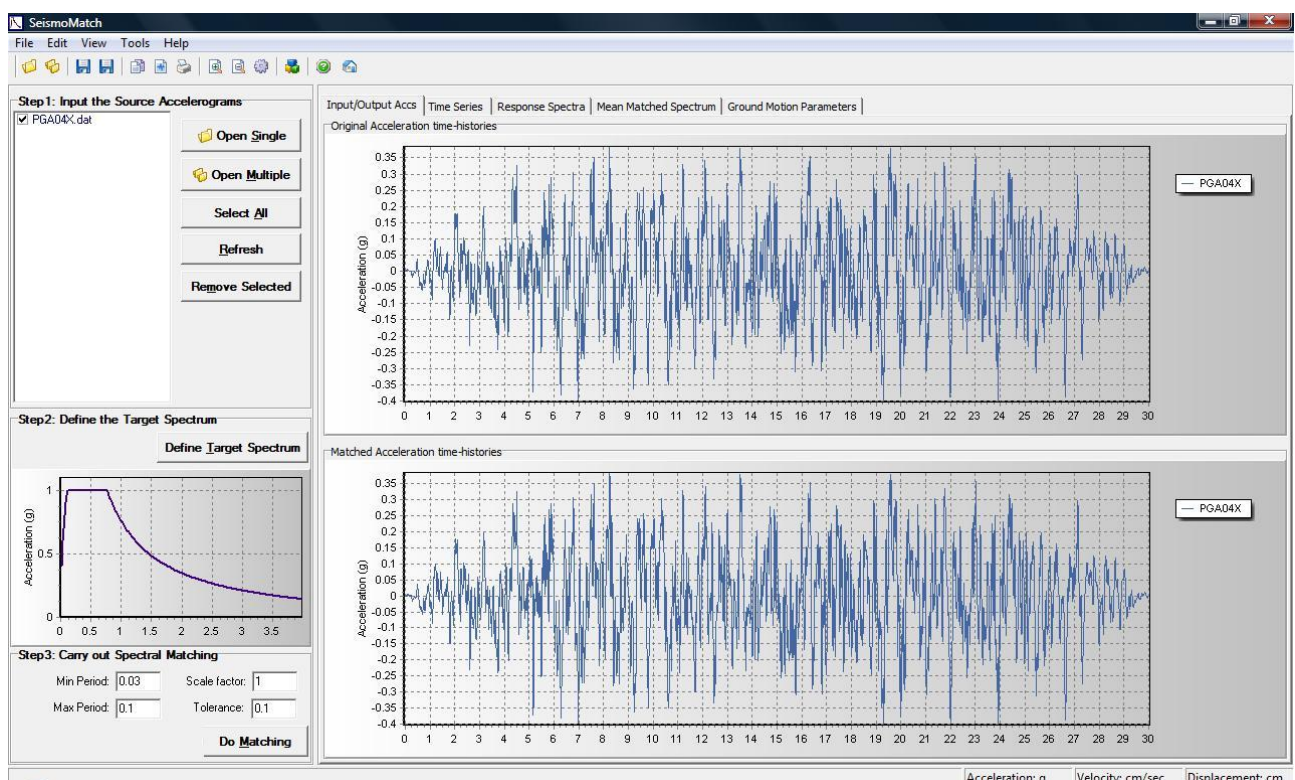


Fig. 43 Parametri del software SeismoMatch

SeismoMatch è un'applicazione che modifica gli accelerogrammi in modo da adattare il loro spettro elastico ad uno spettro target, utilizzando l'algoritmo di aggiunta di onde wavelets³ proposto da Abrahamson [1992] e Hancock *et al.* [2006].

Questa procedura è stata proposta per la prima volta da Kaul [1978] ed è stata estesa alla corrispondenza simultanea con spettri a diversi valori di smorzamento da Lilhanand e Tseng [1987], nella maggior parte dei casi essa può preservare il carattere non-stazionario della time-history iniziale.

Successivamente è stata modificata da Abrahamson [1992] in modo da estendere la gamma di accelerogrammi per i quali è possibile conservare il carattere non-stazionario, caratteristica molto importante perché influenza molto le analisi non lineari.

³ Wavelets: dette anche increspature, sono onde con un'ampiezza molto piccola. Il termine nasce in ambito idraulico per identificare le piccole onde superficiali sulla superficie di un fluido. Viene utilizzato anche nella teoria dei segnali per indicare onde con piccola ampiezza e periodo fissato aggiunte o sottratte ad un segnale di origine.

La procedura di spectrum matching viene eseguita aggiungendo o sottraendo onde wavelets dal segnale originale. Ciascuna onda wavelet viene aggiunta per adattare lo spettro di risposta allo spettro RRS in un determinato periodo, la procedura di matching può essere condotta singolarmente per ciascun periodo per il quale lo spettro di risposta elastico non rispetta la tolleranza fissata o contemporaneamente per un gruppo di periodi, questo secondo metodo assicura una convergenza migliore.

Alcune tipiche onde wavelets usate per la procedura di matching sono la risposta di un oscillatore semplice (con periodo proprio di vibrazione fissato) ad un impulso invertita nel tempo, oppure onde sinusoidali con picchi in fase con i picchi dell'accelerogramma da modificare e con andamento smorzato in funzione del periodo dello spettro che si vuole adattare.

La procedura di adattamento dello spettro nel dominio del tempo con l'aggiunta di onde wavelets, rispetto ad altre procedure che intervengono nel dominio della frequenza come quella adottata dal codice SIMQKE, presenta numerosi vantaggi:

- Conserva il contenuto in frequenza del segnale originale,
- Conserva il carattere non stazionario del segnale originale,
- Converge velocemente.

In particolare, conservando il contenuto in frequenza del segnale di origine, gli spostamenti che derivano dall'applicazione dell'accelerogramma modificato non risultano essere di entità troppo elevata e rientrano quindi nei limiti della tavola.

Come si può notare costruendo il discrete amplitude spectrum dell'accelerogramma modificato, esso conserva il contenuto in frequenza dell'accelerogramma filtrato.

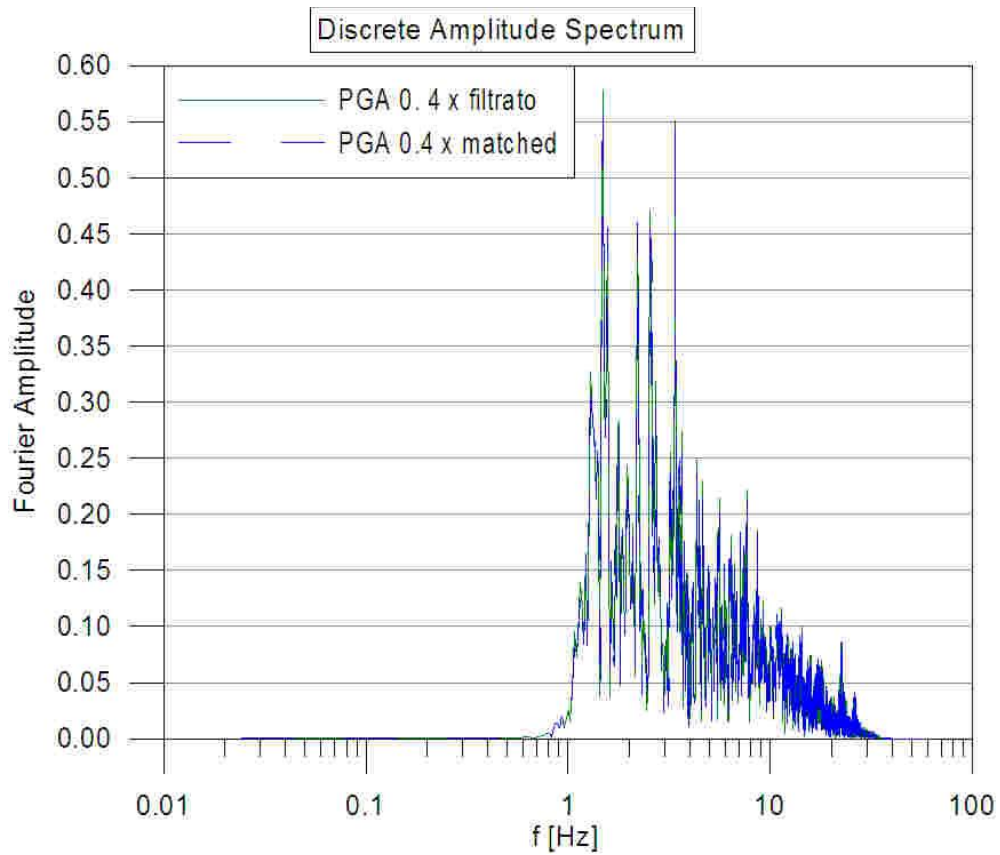


Fig. 44 Confronto tra il discrete amplitude spectrum dell'accelerogramma PGA 0.4 x filtrato e modificato con la procedura di spectrum matching

Costruendo invece lo spettro di risposta elastico, notiamo come questo sia stato adattato allo spettro target fino a rientrare entro i parametri di tolleranza definiti dalla norma.

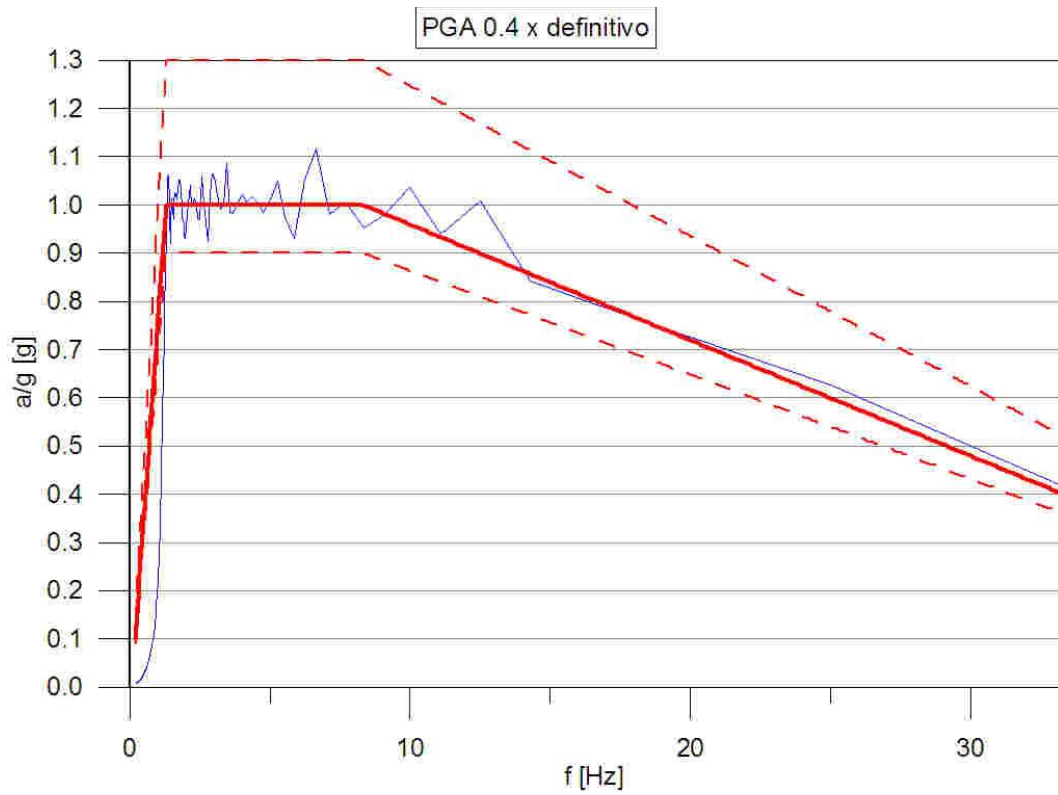


Fig. 45 Spettro di risposta elastico con smorzamento del 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 x modificato con la procedura di spectrum matching

3.5.CORREZIONE DELL'INPUT PER TENERE CONTO DELLE CARATTERISTICHE ELETTRICHE, IDRAULICHE E MECCANICHE DELLA TAVOLA VIBRANTE.

Il sistema di tavole vibranti in dotazione al laboratorio ENEA è di tipo elettro-idraulico: il segnale elettrico controlla e regola istante per istante il flusso idraulico ad elevata pressione che assicura il movimento alle tavole.

I principali componenti del sistema possono essere individuati in:

- le piastre scorrevoli e la base fissa;
- la massa di contrasto;
- il sistema idraulico di pompaggio ed i manifold;
- le servovalvole e i servoattuatori idraulici;
- il sistema di controllo elettronico.

Le tavole vibranti sono dotate di un sistema di misura interno che viene utilizzato per l'esecuzione di un test a ciclo chiuso che consiste nel confronto tra gli spostamenti teorici (input) e quelli effettivamente prodotti, con la possibilità di correggere in tempo reale il segnale di input per ridurre gli errori.

In generale, quindi, non è necessario correggere gli accelerogrammi di input per compensare i fenomeni quali compressibilità dell'olio, inerzia della tavola e velocità di trasmissione dei segnali elettrici.

3.6.ACCELEROGRAMMI DEFINITIVI

Riassumendo, sono stati generati tre accelerogrammi compatibilmente con lo spettro di risposta target (RRS) definito dalla norma AC156, due per le direzioni orizzontali "x" e "y" e uno, scalato al 67%, per la direzione verticale "z".

Successivamente abbiamo calcolato le velocità e gli spostamenti richiesti per produrre gli accelerogrammi e verificato che i valori massimi fossero all'interno dei limiti della tavola vibrante. Mentre le velocità rientravano nei suddetti limiti, gli spostamenti erano troppo grandi, pertanto abbiamo applicato un filtro al contenuto in frequenza dei tre accelerogrammi.

Conseguentemente all'applicazione del filtro passabanda, la differenza tra lo spettro di risposta elastico degli accelerogrammi ed i rispettivi spettri target era fuori tolleranza, abbiamo quindi applicato una procedura di spectrum matching nel dominio del tempo.

Di seguito presentiamo gli accelerogrammi definitivi ottenuti con la procedura descritta ed utilizzati, previa scalatura, per le analisi ad i diversi step di carico.

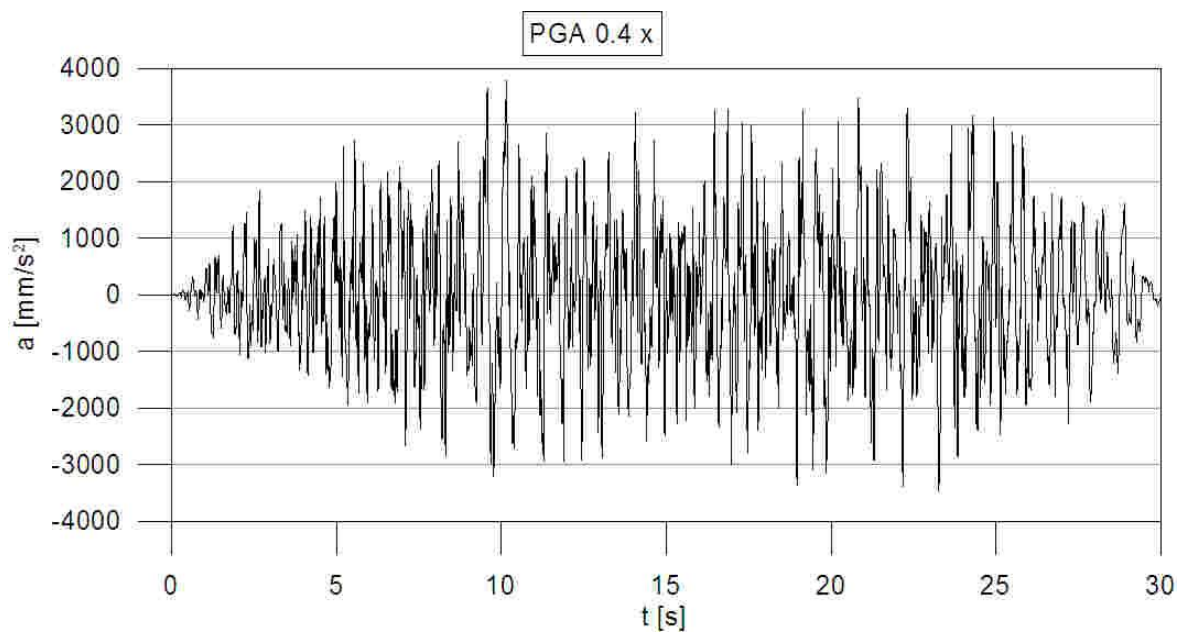


Fig. 46 Accelerogramma PGA 0.4 x definitivo

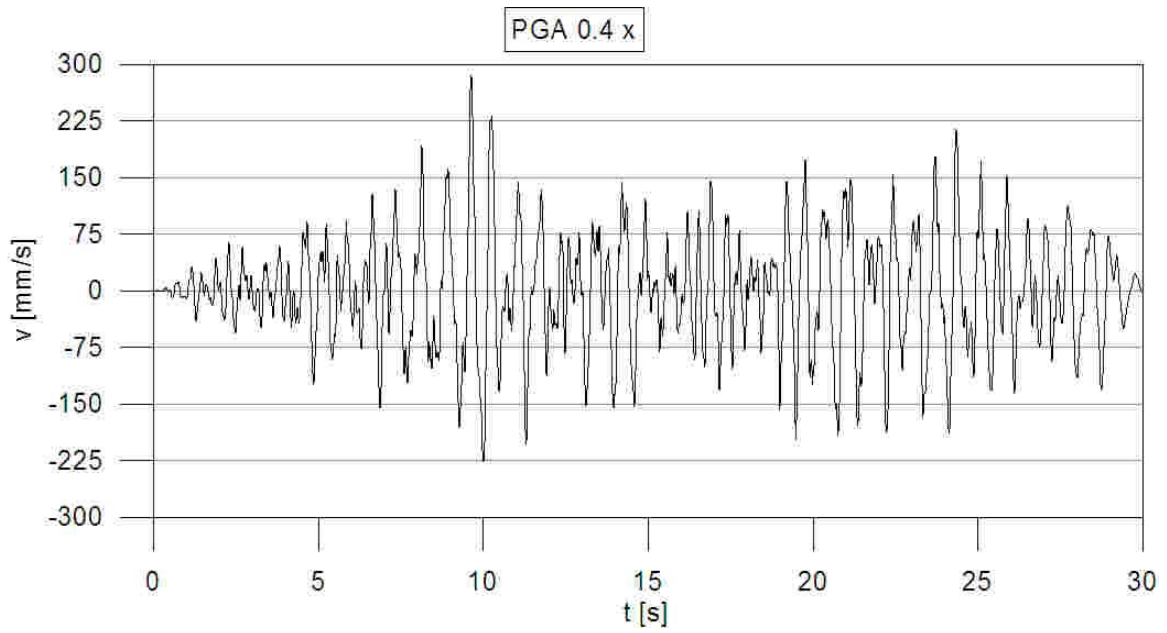


Fig. 47 Velocità derivate dall'accelerogramma PGA 0.4 x definitivo

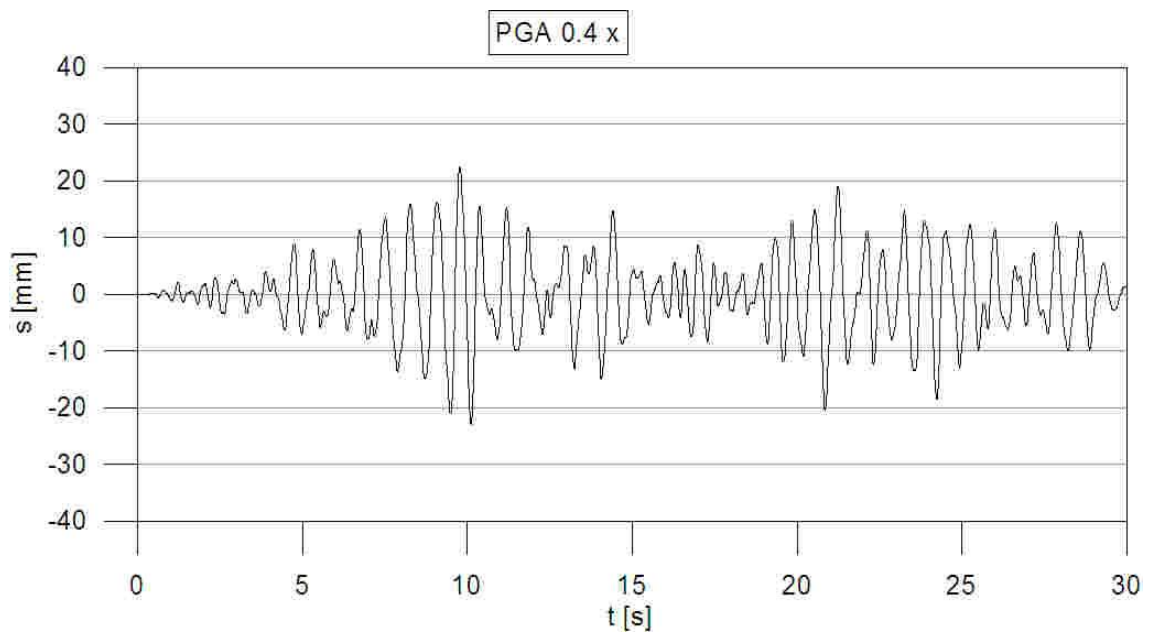


Fig. 48 Spostamenti derivati dall'accelerogramma PGA 0.4 x definitivo

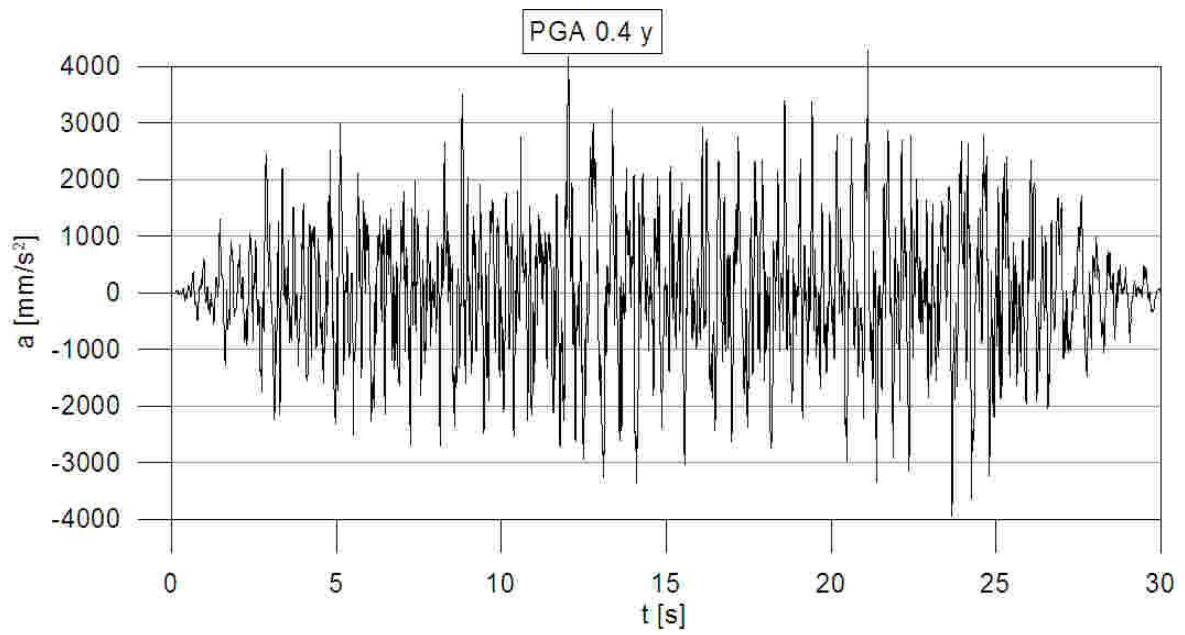


Fig. 49 Accelerogramma PGA 0.4 y definitivo

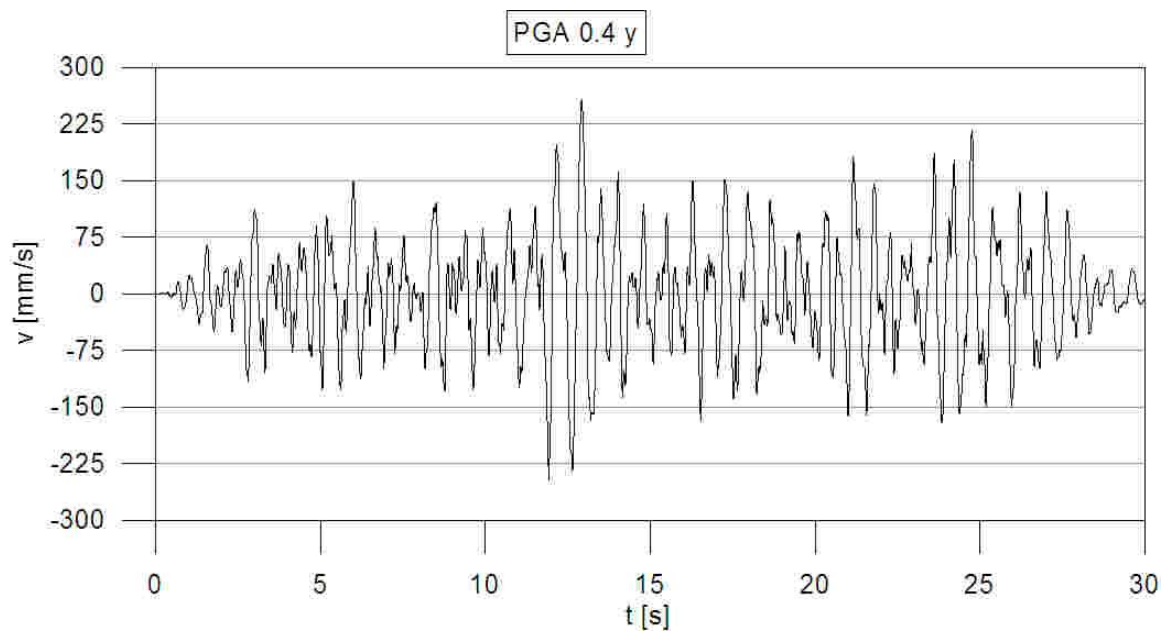


Fig. 50 Velocità derivate dall'accelerogramam PGA 0.4 y definitivo

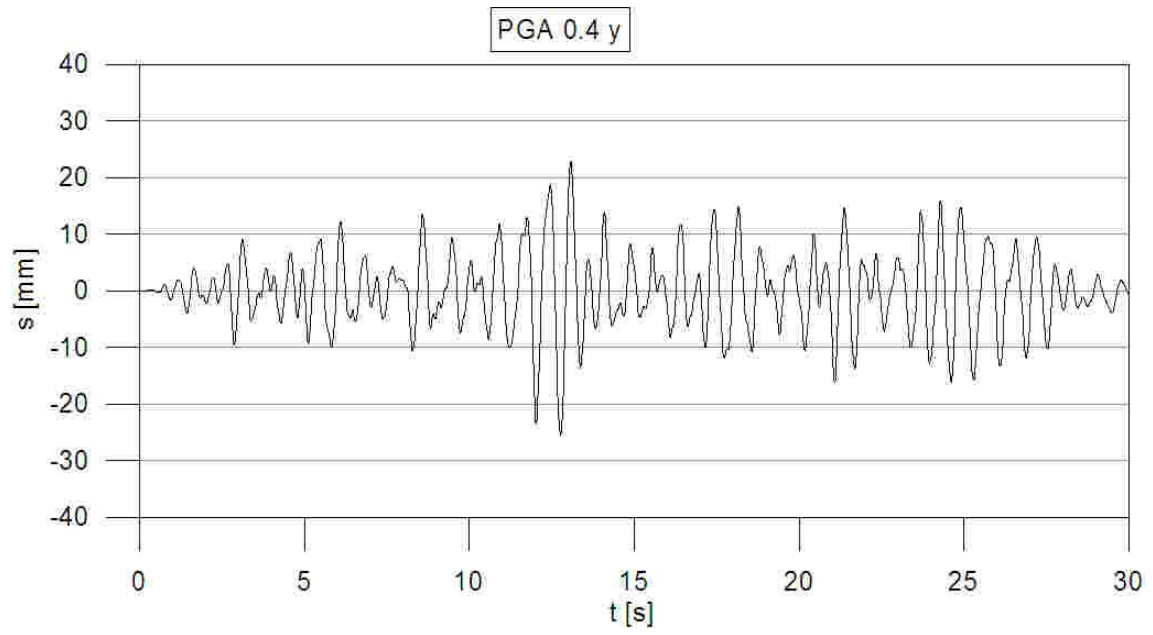


Fig. 51 Spostamenti derivati dall'accelerogramma PGA 0.4 y definitivo

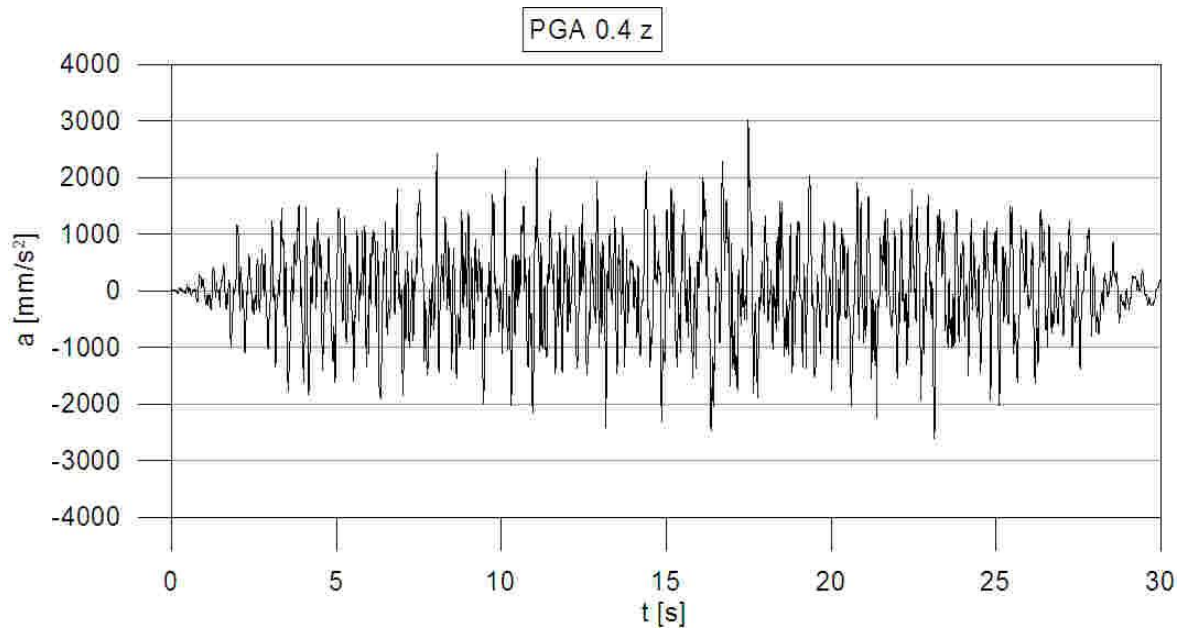


Fig. 52 Accelerogram PGA 0.4 z definitivo

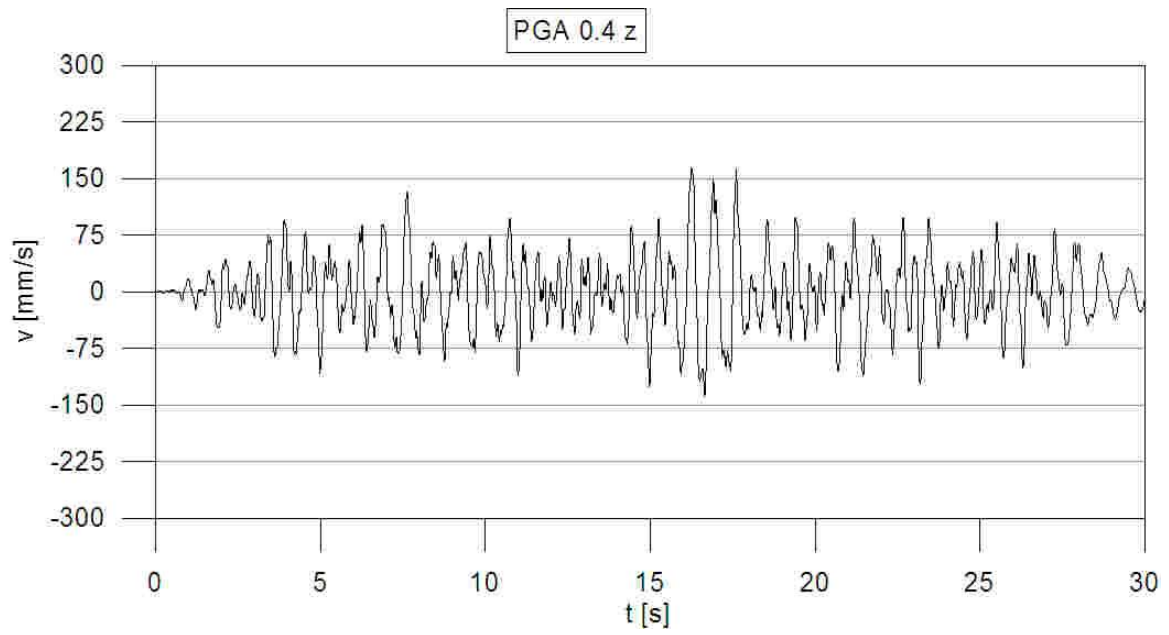


Fig. 53 Velocità derivate dall'accelerogramma PGA 0.4 z definitivo

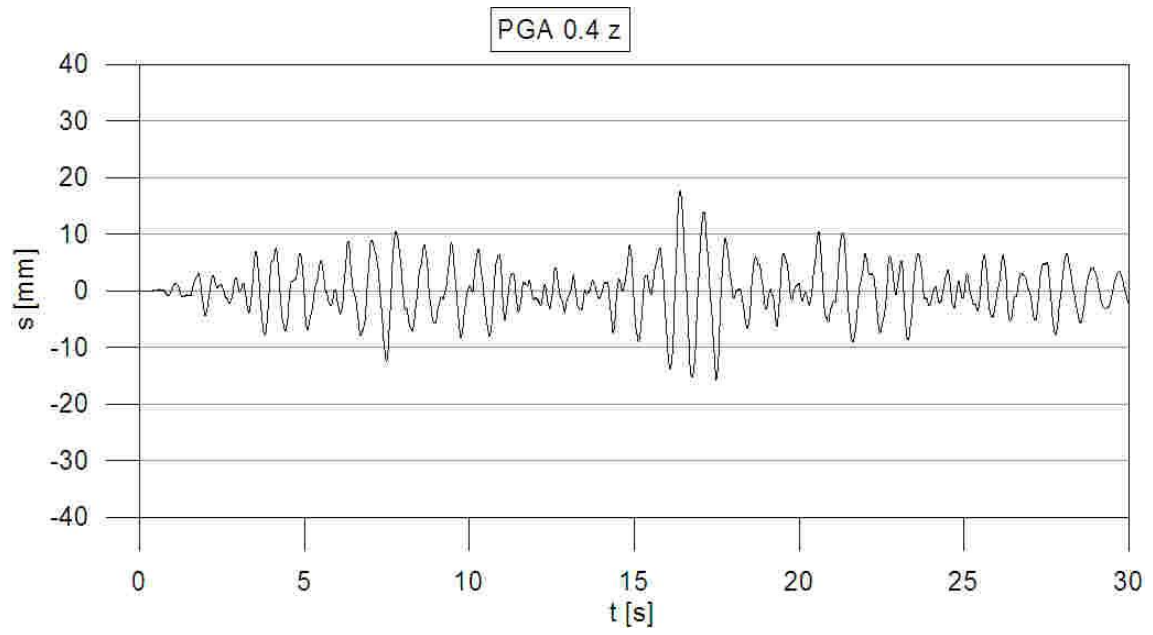


Fig. 54 Spostamenti derivati dall'accelerogramma PGA 0.4 z definitivo

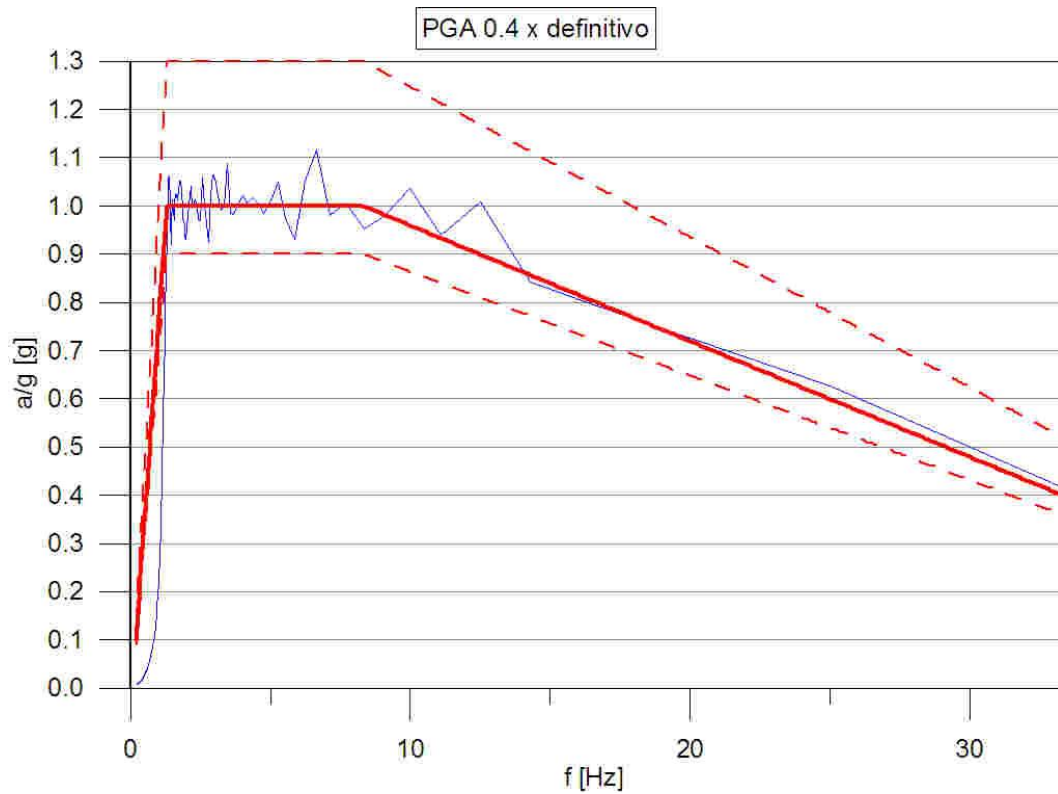


Fig. 55 Spettro di risposta elastico con smorzamento del 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 x definitivo

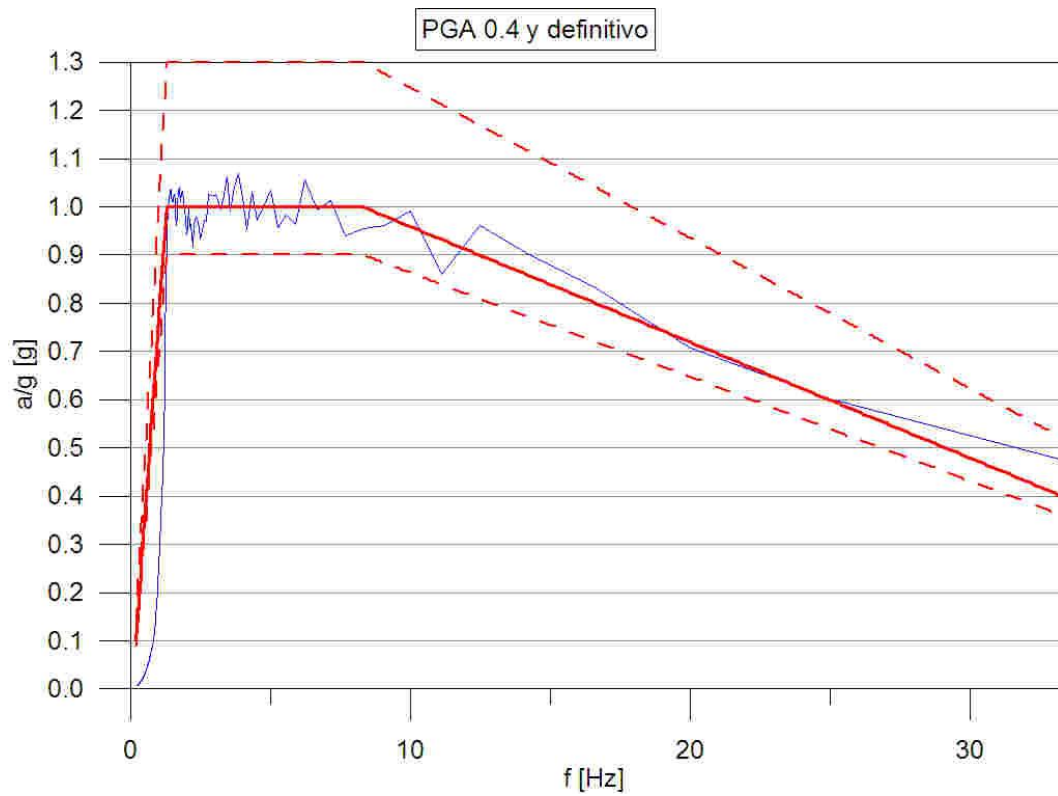


Fig. 56 Spettro di risposta elastico con smorzamento del 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 y definitivo

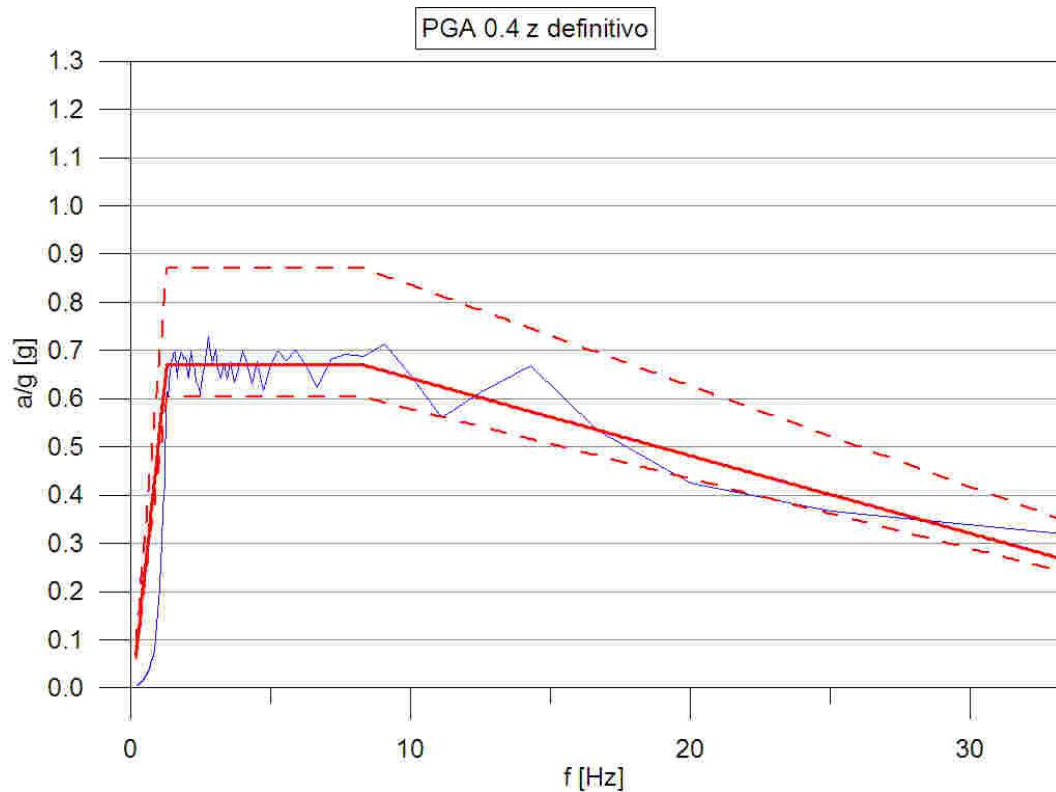


Fig. 57 Spettro di risposta elastico con smorzamento del 5% dell'accelerogramma PGA 0.4 z definitivo

Nella tabella seguente riassumiamo i parametri caratteristici degli accelerogrammi per i diversi run della prova.

RUN	ACCELEROGRAMMA	PGA	PGV	PGD
1	PGA 0.2 x	0.2 g	142.62 [mm/s]	11.48 [mm]
	PGA 0.2 y	0.2 g	128.77 [mm/s]	12.77 [mm]
	PGA 0.2 z	0.134 g	81.90 [mm/s]	8.77 [mm]
2	PGA 0.4 x	0.4 g	285.24 [mm/s]	22.96 [mm]
	PGA 0.4 y	0.4 g	257.53 [mm/s]	25.54 [mm]
	PGA 0.4 z	0.268 g	163.80 [mm/s]	17.53 [mm]
3	PGA 0.6 x	0.6 g	427.86 [mm/s]	34.44 [mm]
	PGA 0.6 y	0.6 g	386.30 [mm/s]	38.31 [mm]
	PGA 0.6 z	0.402 g	245.70 [mm/s]	26.30 [mm]
4	PGA 0.8 x	0.8 g	570.48 [mm/s]	45.92 [mm]
	PGA 0.8 y	0.8 g	515.06 [mm/s]	51.08 [mm]
	PGA 0.8 z	0.536 g	327.60 [mm/s]	35.06 [mm]
5	PGA 1.0 x	1.0 g	713.10 [mm/s]	57.40 [mm]
	PGA 1.0 y	1.0 g	643.83 [mm/s]	63.85 [mm]
	PGA 1.0 z	0.67 g	409.50 [mm/s]	43.83 [mm]

Si osservi in particolare che tutti gli accelerogrammi soddisfano i limiti dell'apparato strumentale in riferimento alle massime accelerazioni, velocità e spostamenti riproducibili.

4. SIMULAZIONE DELLA PROVA

Una fase fondamentale nel progettare una prova di laboratorio su elementi non strutturali è quella della modellazione matematica della prova con due obiettivi principali:

- Descrivere il comportamento del telaio di supporto in modo da prevedere l'effettiva accelerazione che subiranno gli elementi non strutturali al livello degli ancoraggi;
- Valutare l'entità delle sollecitazioni negli ancoraggi e prevedere per quale livello di carico raggiungono la rottura.

Abbiamo costruito ed utilizzato due tipi di modelli: un primo modello formato unicamente da elementi monodimensionali ed un elemento più completo con le pareti modellate con elementi finiti bidimensionali ed i tasselli di ancoraggio modellati con elementi monodimensionali.

Il modello formato con elementi beam è stato utilizzato come modello di confronto per verificare velocemente le rigidezze caratteristiche ed i risultati in termini di spostamenti ed accelerazioni ottenuti col modello formato da elementi bidimensionali. Il modello ad elementi monodimensionali, infatti, ben si presta ad effettuare le numerose prove richieste per confrontare i dati perché richiede limitati oneri computazionali.

4.1. MODELLO AD ELEMENTI MONODIMENSIONALI (BEAM)

4.1.1. CARATTERISTICHE DEL MODELLO

Abbiamo utilizzato un modello formato da elementi monodimensionali che schematizzano travi e pilastri del telaio di prova ed elementi monodimensionali che schematizzano le pareti di tamponamento.

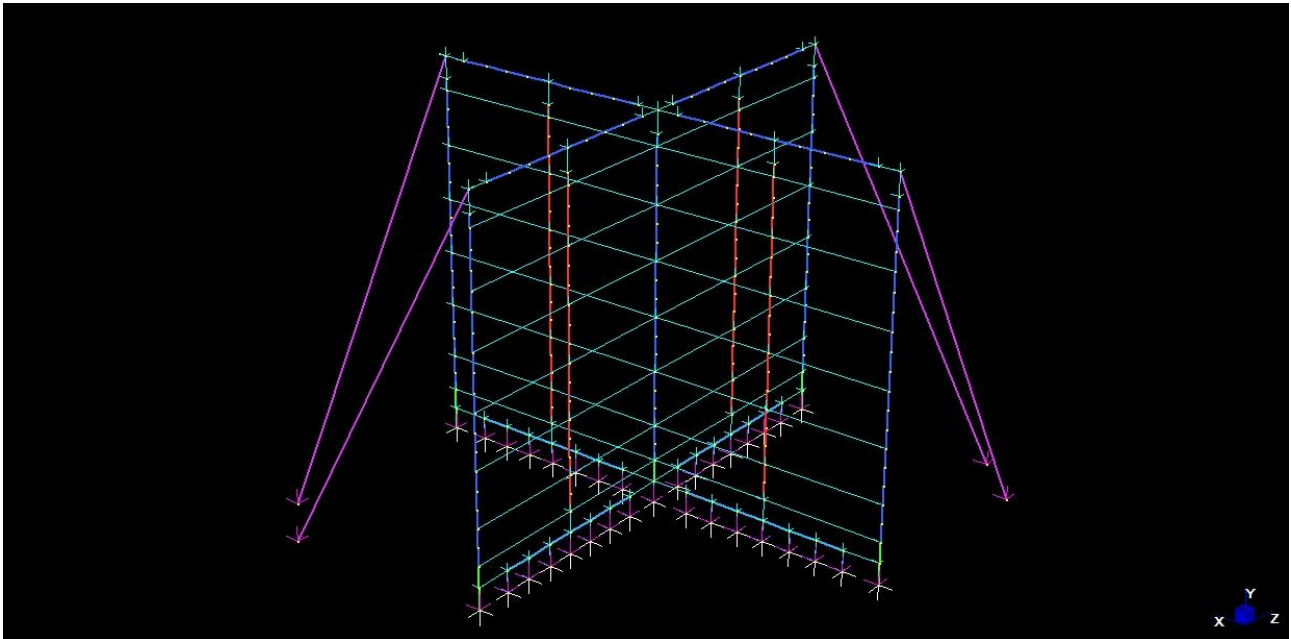


Fig. 58 Modello ad elementi monodimensionali, visualizzazione wireframe

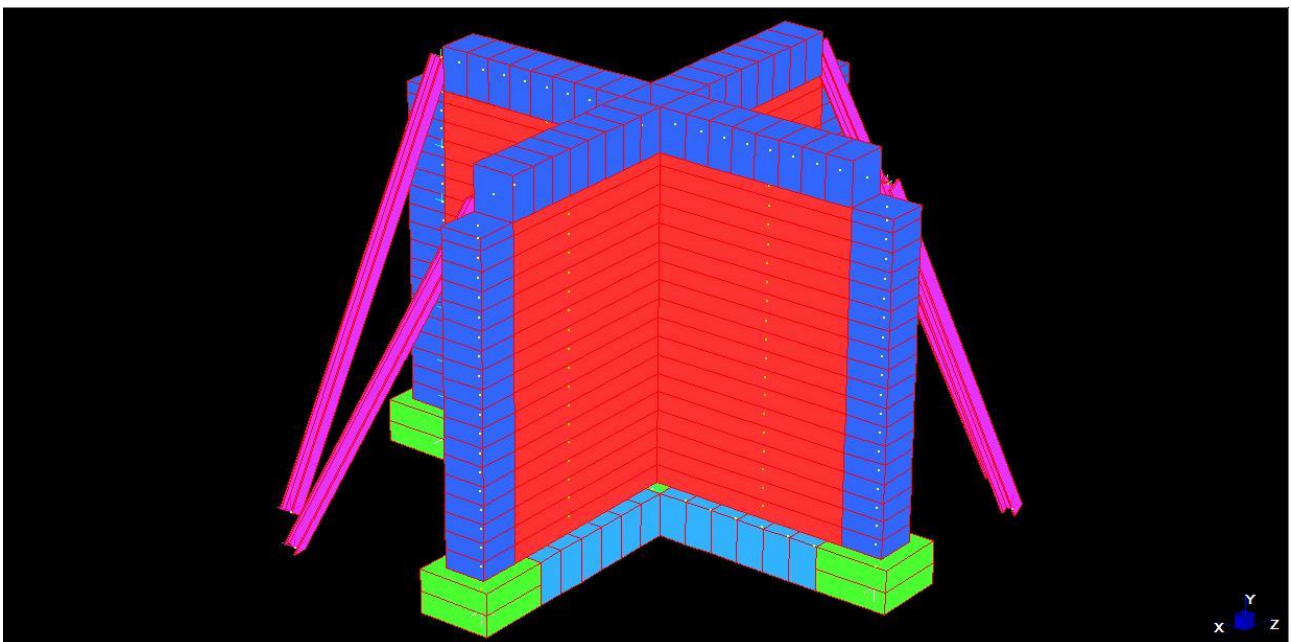


Fig. 59 Modello ad elementi monodimensionali, visualizzazione solida

Per tenere conto del contributo delle pareti di tamponamento alla rigidità nel piano dei muri, sono stati inseriti degli elementi link in modo da limitare gli spostamenti reciproci degli elementi finiti verticali e simulare il comportamento a lastra.

I nodi alla base del modello sono incastrati, gli elementi di controvento sono modellati con elementi di tipo truss, in grado cioè da fornire unicamente rigidità in direzione assiale, ed hanno un vincolo di appoggio alla base.

Abbiamo assegnato agli elementi monodimensionali una densità di massa in modo da simulare il peso proprio, in particolare agli elementi finiti che rappresentano elementi in cemento armato è stata assegnata una densità di $2,45 \text{ ton/m}^3$, mentre a quelli che rappresentano elementi in acciaio abbiamo assegnato una densità pari a $7,698 \text{ ton/m}^3$.

I moduli di rigidità assegnati agli elementi finiti sono pari a 31220 MPa e 206000 MPa, rispettivamente per gli elementi in CA e in acciaio.

4.1.2. MODI DI VIBRARE

Abbiamo eseguito un'analisi delle frequenze proprie del modello in modo da caratterizzare i primi venti modi di vibrare del telaio.

I risultati ottenuti sono riassunti nella tabella seguente.

MODO N.	FREQUENZA [Hz]	MASSA PARTECIP. DIR. X [%]	MASSA PARTECIP. DIR. Y [%]	MASSA PARTECIP. DIR. Z [%]
1	58.130000	0.0000	0.0000	0.0000
2	75.490000	17.8490	17.8490	0.0000
3	77.620000	16.1040	16.1040	0.0000
4	78.890000	0.0000	0.0000	0.0170
5	108.100000	0.0000	0.0000	0.0000
6	112.100000	8.1240	8.1240	0.0000
7	113.800000	6.6440	6.6440	0.0000
8	117.900000	0.0000	0.0000	0.0050
9	141.200000	3.3010	3.3010	0.0000
10	141.400000	3.2220	3.2220	0.0000
11	142.600000	0.0000	0.0000	0.0000
12	143.400000	0.0000	0.0000	0.0010
13	167.400000	3.3270	3.3270	0.0000
14	170.500000	4.4610	4.4610	0.0000
15	179.800000	0.0000	0.0000	0.0000
16	200.900000	0.0000	0.0000	0.0510
17	207.400000	4.7980	4.7980	0.0000
18	211.000000	6.1990	6.1990	0.0000
19	244.500000	0.0000	0.0000	0.0000
20	264.500000	0.0000	0.0000	0.0960

Possiamo notare come la struttura abbia un comportamento quasi simmetrico nelle due direzioni principali, l'asimmetria è dovuta alla particolare disposizione dei controventi. Inoltre possiamo osservare che i primi modi di vibrare riguardano il comportamento globale della struttura, mentre i modi superiori si differenziano per la diversa vibrazione degli elementi a livello locale, infatti nei primi 20 modi non ne è presente nessuno caratterizzato da una massa partecipante lungo z significativa. Per trovare un modo di

vibrare con massa partecipante significativa lungo z dobbiamo arrivare fino al ventisettesimo modo, caratterizzato da una frequenza di 356,80 Hz e massa partecipante lungo z pari al 82,079 % della massa totale.

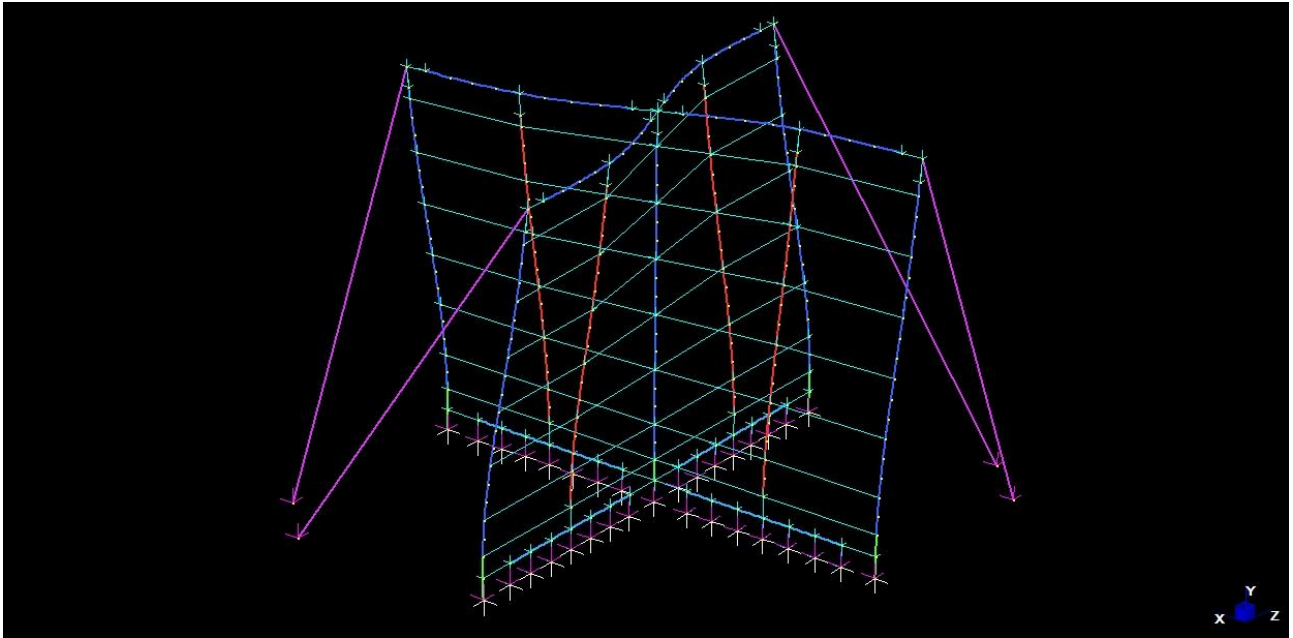


Fig. 60 1° modo di vibrare del modello a beam

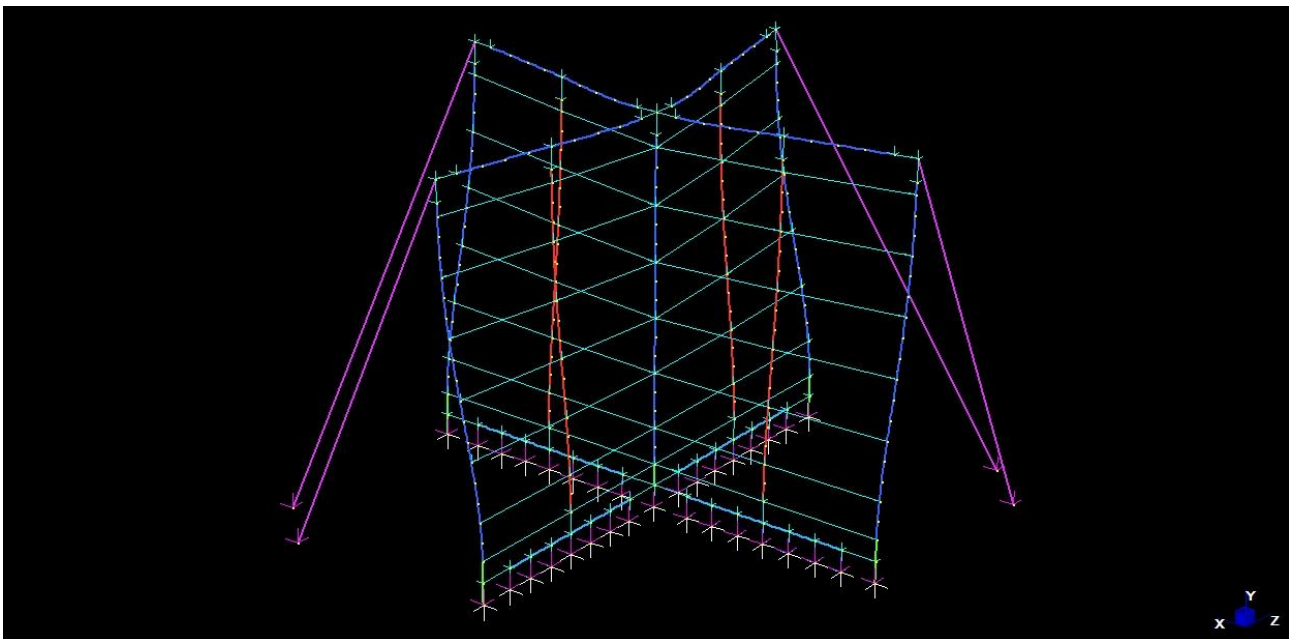


Fig. 61 2° Modo di vibrare del modello a beam

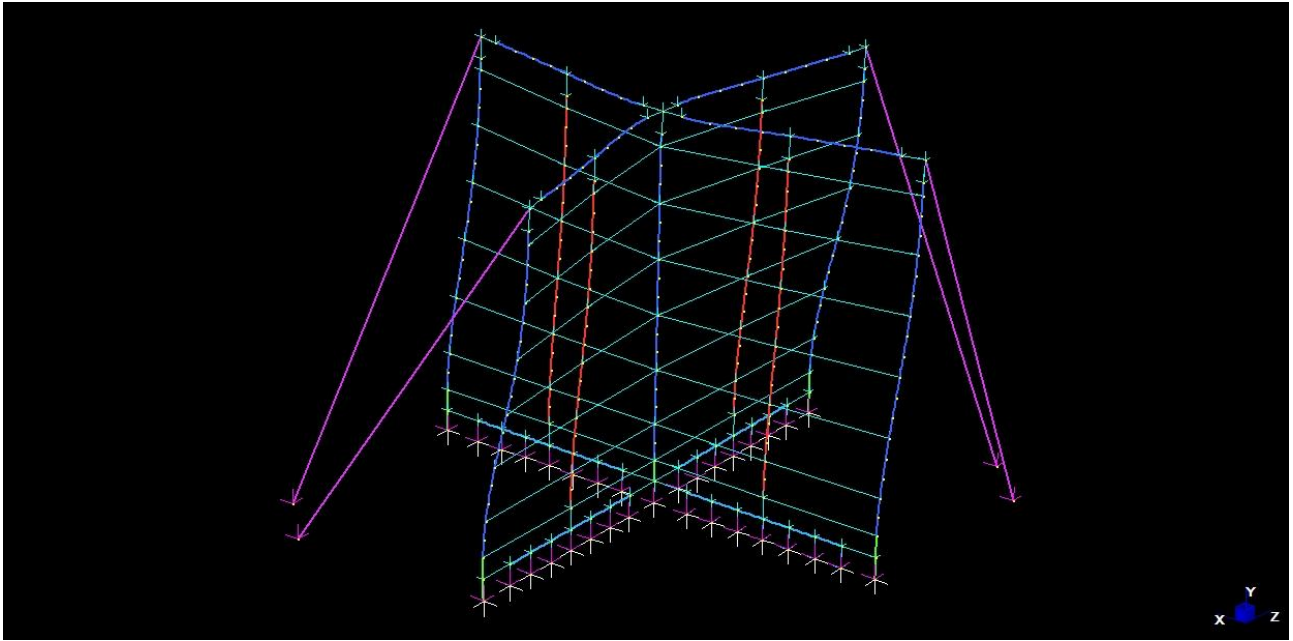


Fig. 62 3° modo di vibrare del modello a beam

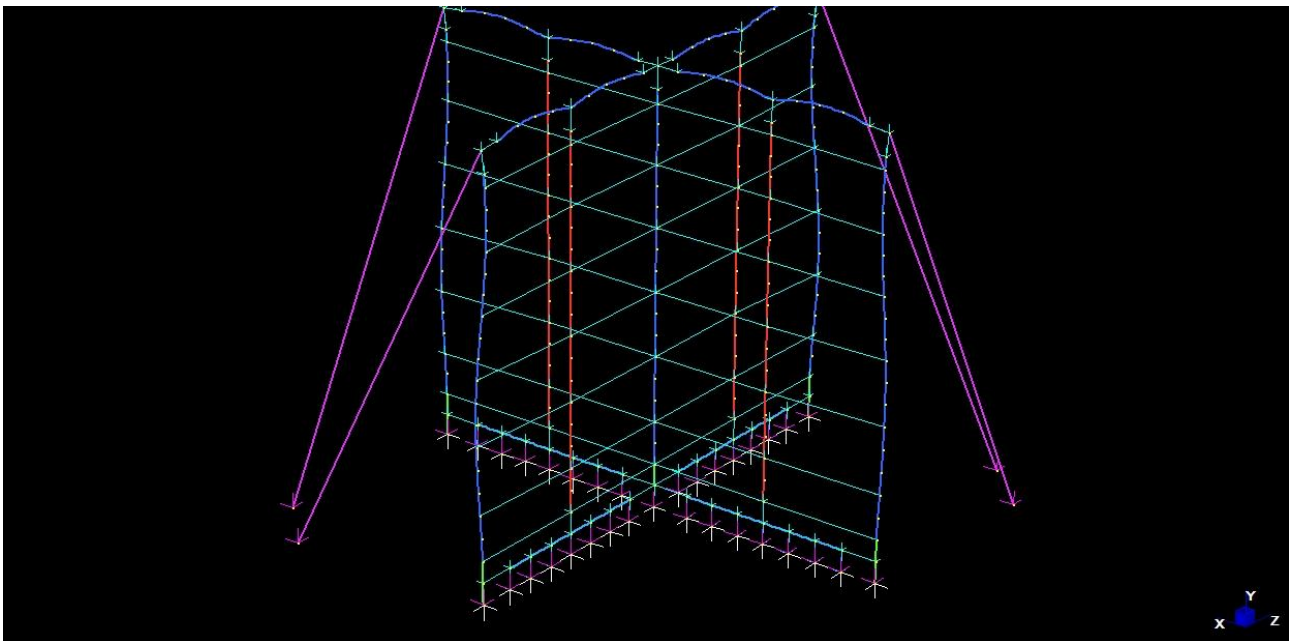


Fig. 63 27° modo di vibrare del modello a beam

4.2. MODELLO AD ELEMENTI BIDIMENSIONALI (PLATES)

4.2.1. CARATTERISTICHE DEL MODELLO

Il modello formato da elementi bidimensionali è stato utilizzato per le analisi time-history che verranno presentate nei prossimi capitoli.

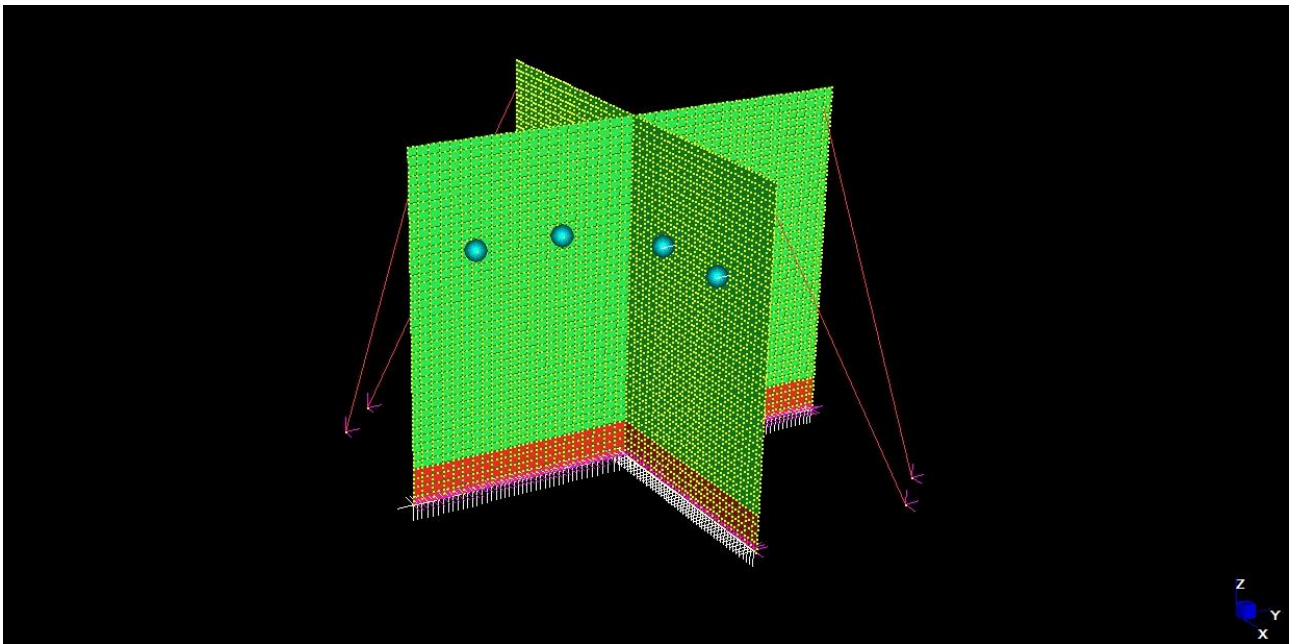


Fig. 64 Modello a plates e beam, visualizzazione piana

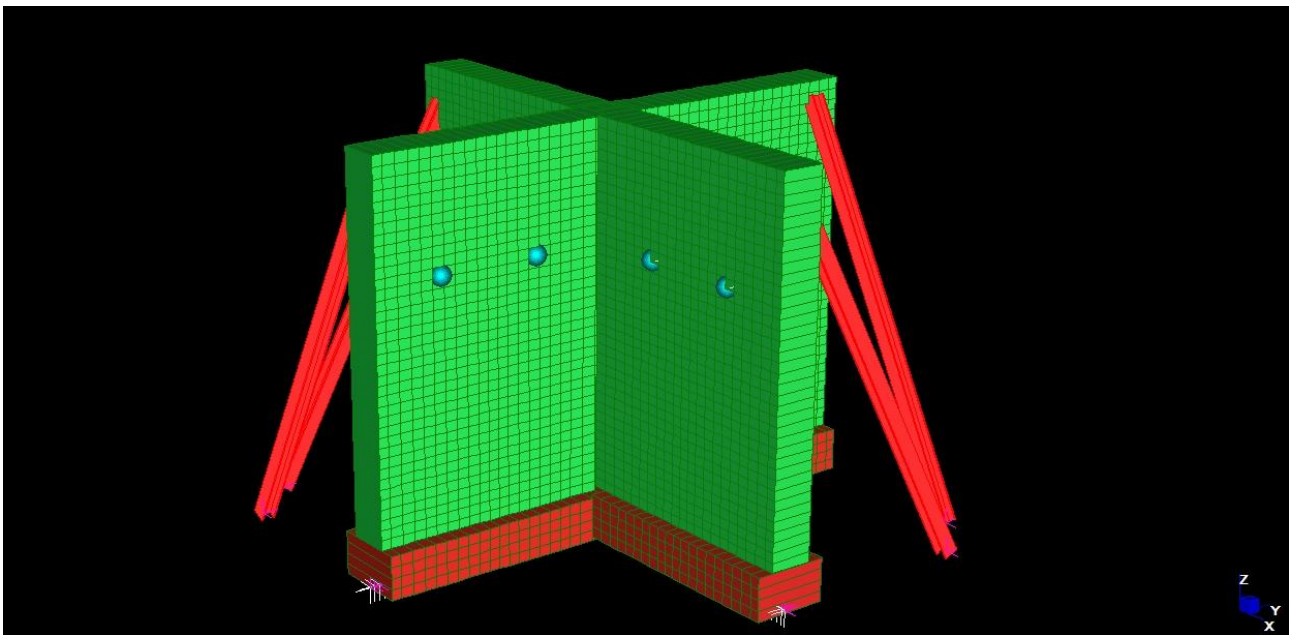


Fig. 65 Modello a plates e beam, visualizzazione solida

Abbiamo utilizzato elementi finiti bidimensionali (plates) per modellare le pareti in cemento armato, elementi beam per modellare il collegamento tra il punto dove i tasselli di fissaggio si collegano al muro ed il baricentro delle masse appese ed elementi truss per i controventi laterali.

Le densità ed i moduli di rigidezza assegnati ad i vari materiali sono le stesse del modello formato da soli beam, in modo da non influenzare i risultati, e anche in questo caso i nodi alla base sono tutti incastrati ad eccezione di quelli dei controventi che sono vincolati in modo da simulare un appoggio.

Abbiamo assegnato ad i beam che rappresentano i tasselli una lunghezza pari all'eccentricità del baricentro delle masse rispetto al punto di ancoraggio ed una rigidezza di svariati ordini di grandezza superiore a quella dell'acciaio in modo da non influenzare i modi di vibrare del modello nel globale.

Infine abbiamo assegnato ad i nodi che rappresentano i baricentri delle masse, una massa traslazionale pari a 300 kg. La massa assegnata ai nodi in questa fase è puramente indicativa ed è stata inserita con il solo scopo di valutare gli effetti delle masse sospese sulla rigidità globale della struttura. Le masse da utilizzare nella campagna sperimentale saranno oggetto di una specifica calibrazione, come sarà meglio descritto nel seguito.

4.2.2. MODI DI VIBRARE

I primi venti modi di vibrare ottenuti dall'analisi del solo telaio di supporto senza masse appese sono riassunti nella tabella seguente.

MODO N.	FREQUENZA [Hz]	MASSA PARTECIP. DIR. X [%]	MASSA PARTECIP. DIR. Y [%]	MASSA PARTECIP. DIR. Z [%]
1	59.610233	0.00	0.00	0.00
2	75.382553	16.41	16.41	0.00
3	78.498184	14.67	14.67	0.00
4	81.014038	0.00	0.00	0.02
5	141.586914	15.75	15.75	0.00
6	145.318985	12.72	12.72	0.00
7	180.838196	0.00	0.00	0.00
8	189.311859	4.28	4.28	0.00
9	189.679901	2.85	2.85	0.00
10	192.203033	0.00	0.00	0.03
11	231.148926	0.00	0.00	0.00
12	296.624878	0.00	0.00	0.44
13	307.408295	0.13	0.13	0.00
14	311.978027	0.04	0.04	0.00
15	326.475220	0.00	0.00	72.09
16	348.170898	4.21	4.21	0.00
17	354.501556	3.83	3.83	0.00
18	378.837982	0.00	0.00	0.00
19	384.602600	0.00	0.00	0.00
20	408.811462	0.00	0.00	0.00

Possiamo osservare come le frequenze dei primi modi di vibrare, quelli che coinvolgono la struttura nel suo insieme, sono praticamente coincidenti con quelle del modello ad elementi beam ed anche il modo con partecipazione di massa lungo z maggiore è caratterizzato da una frequenza propria non molto diversa da quella dell'analogo modo di vibrare del modello monodimensionale.

MODO N.	FREQUENZA MODELLO A BEAM [Hz]	FREQUENZA MODELLO A PLATES [Hz]
1	58.130000	59.610233
2	75.490000	75.382553
3	77.620000	78.498184
4	78.890000	81.014038
27/15	356.800000	326.475220

SISTEMI DI ANCORAGGIO PER ELEMENTI NON STRUTTURALI

Daniele Gualano

Nella tabella seguente abbiamo riassunto i modi di vibrare del modello completo di masse appese. Si può notare come, a parità di rigidità, l'aumento della massa provoca una lieve diminuzione delle frequenze proprie di vibrazione del modello.

MODO N.	FREQUENZA [Hz]	MASSA PARTECIP. DIR. X [%]	MASSA PARTECIP. DIR. Y [%]	MASSA PARTECIP. DIR. Z [%]
1	55.46	0.00	0.00	0.00
2	69.95	18.11	18.09	0.00
3	72.47	17.59	17.59	0.00
4	75.23	0.00	0.00	0.05
5	130.70	14.11	12.79	0.00
6	131.70	14.82	16.15	0.00
7	177.90	0.00	0.00	0.00
8	185.50	3.54	3.59	0.00
9	187.10	1.58	1.54	0.00
10	189.20	0.00	0.00	0.76
11	208.10	0.00	0.00	0.00
12	262.30	0.00	0.00	0.01
13	271.80	0.03	0.03	0.00
14	275.60	0.01	0.01	0.00
15	286.80	0.00	0.00	72.57
16	318.30	3.88	3.88	0.00
17	322.00	3.28	3.28	0.00
18	335.80	0.00	0.00	0.00
19	359.90	0.00	0.00	0.00
20	365.40	0.96	1.03	0.00

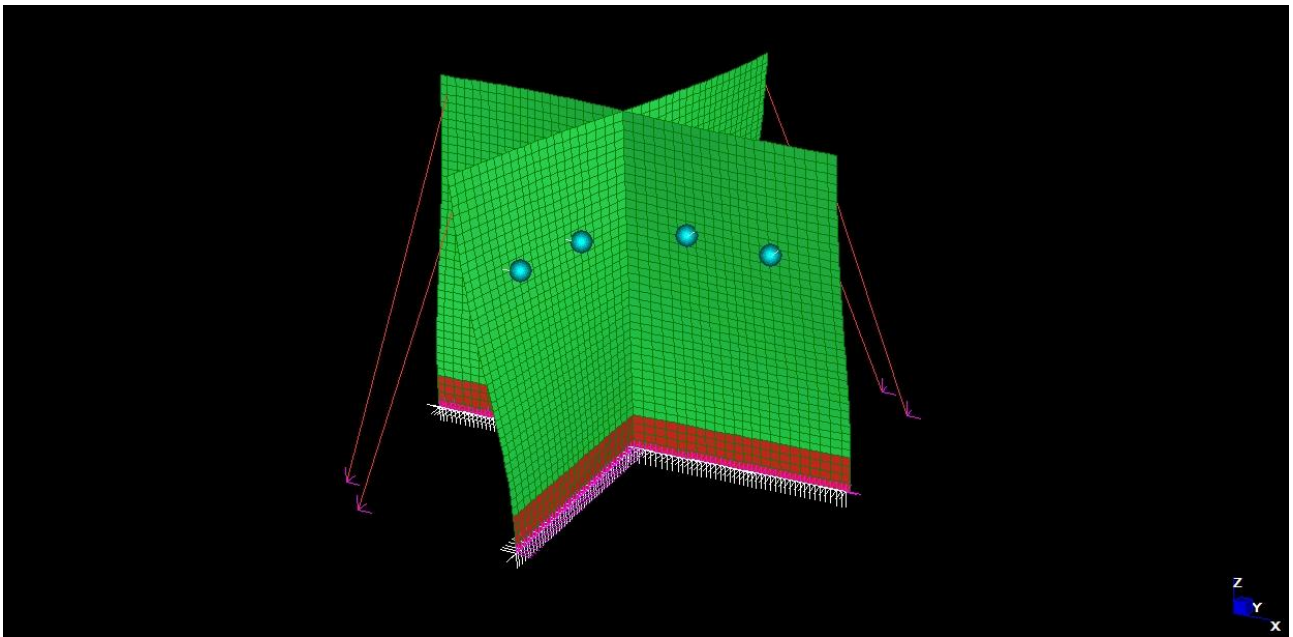


Fig. 66 1° modo di vibrare, modello a plates e beam

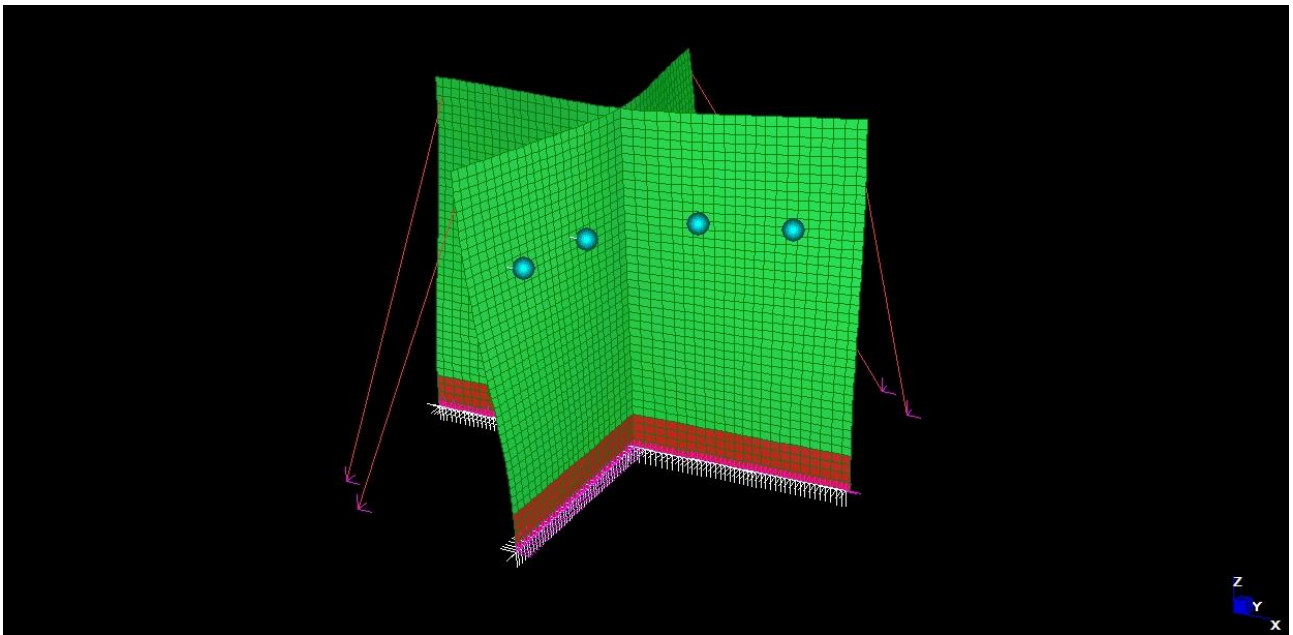


Fig. 67 2° modo di vibrare, modello a plates e beam

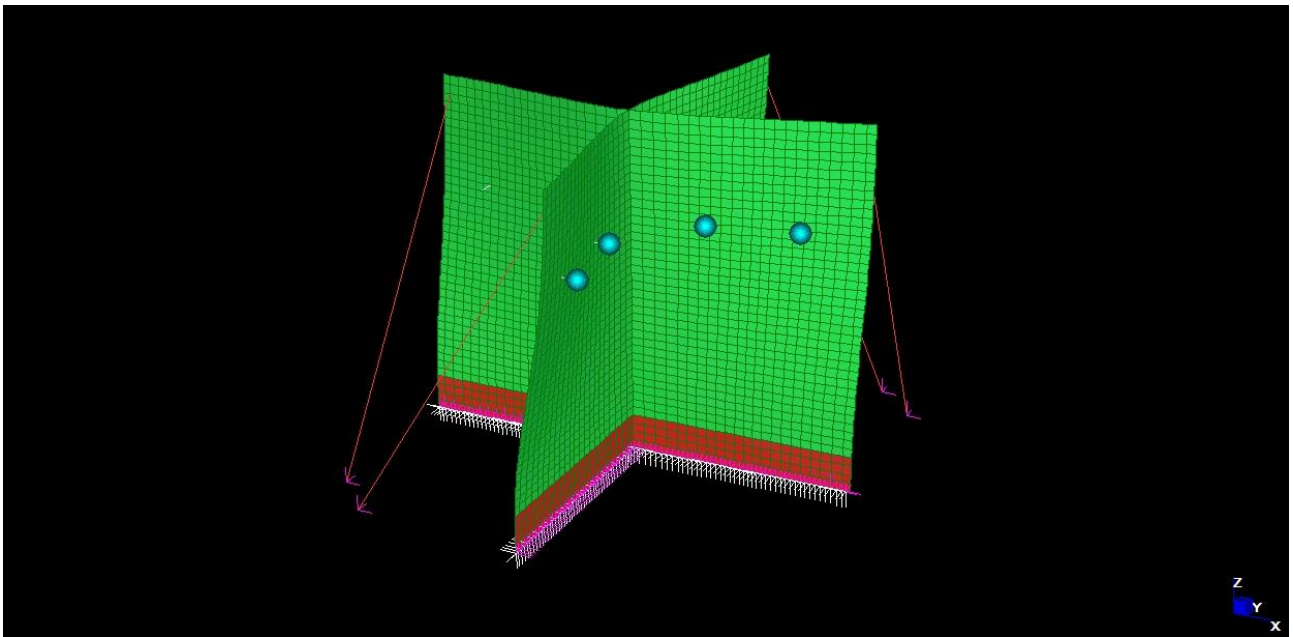


Fig. 68 3° modo di vibrare, modello a plates e beam

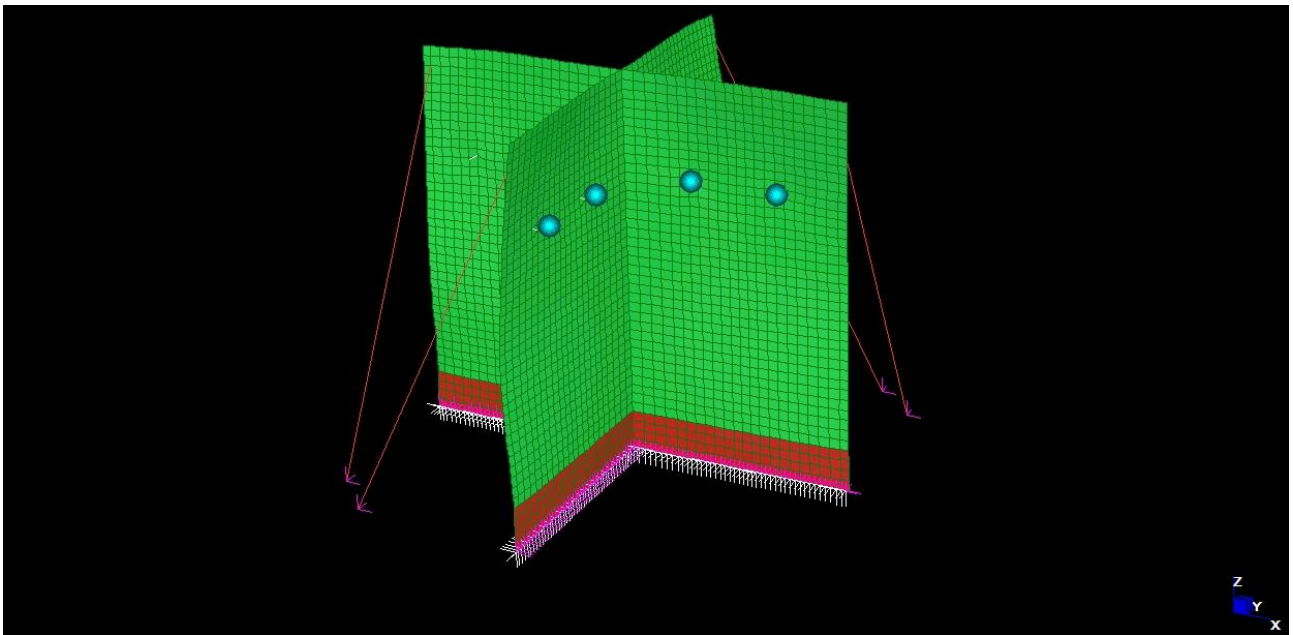


Fig. 69 15° modo di vibrare, modello a plates e beam

4.3. MODELLO LOCALE

I risultati ottenuti attraverso il modello globale permettono di valutare le sollecitazioni subite dai sistemi di fissaggio durante la prova di laboratorio, tuttavia non consentono di valutare né la perdita di rigidità del sistema di collegamento conseguente allo sfilamento del tassello al supporto né eventuali effetti secondari come fenomeni di ingranamento.

Ne consegue che la resistenza del sistema di collegamento potrebbe essere sovrastimata o sottostimata.

Inoltre, come abbiamo visto nell'introduzione, ciascun tipo di fissaggio verrà testato nella condizione di esercizio con calcestruzzo integro fessurato.

Per analizzare e simulare nel dettaglio questa condizione di esercizio e per valutare l'effetto dello sfilamento sulla rigidità del sistema di collegamento abbiamo sviluppato un modello locale che riproduce un singolo tassello ed un "blocco" di calcestruzzo nel quale esso si ancora. Il modello è stato realizzato attraverso elementi tridimensionali "Brick" per il calcestruzzo, la vite ed il tassello, con l'interposizione di una superficie di interfaccia posteriormente all'insieme vite-tassello in modo da rappresentare il contatto posteriore (non reagente a trazione) e due superfici di interfaccia nell'intradosso del foro e nell'estradosso della vite in modo da modellare il contatto tra vite e calcestruzzo che avviene per effetto dello schiacciamento del tassello.

Abbiamo calibrato il modello in modo da riuscire a riprodurre le prove di sfilamento di tasselli in calcestruzzo non lesionato e le prove di rottura al taglio con particolare riferimento al tassello di tipo T66 10-100/50 per il quale è stata condotta un'estesa campagna sperimentale presso il laboratorio dell'università di Padova.

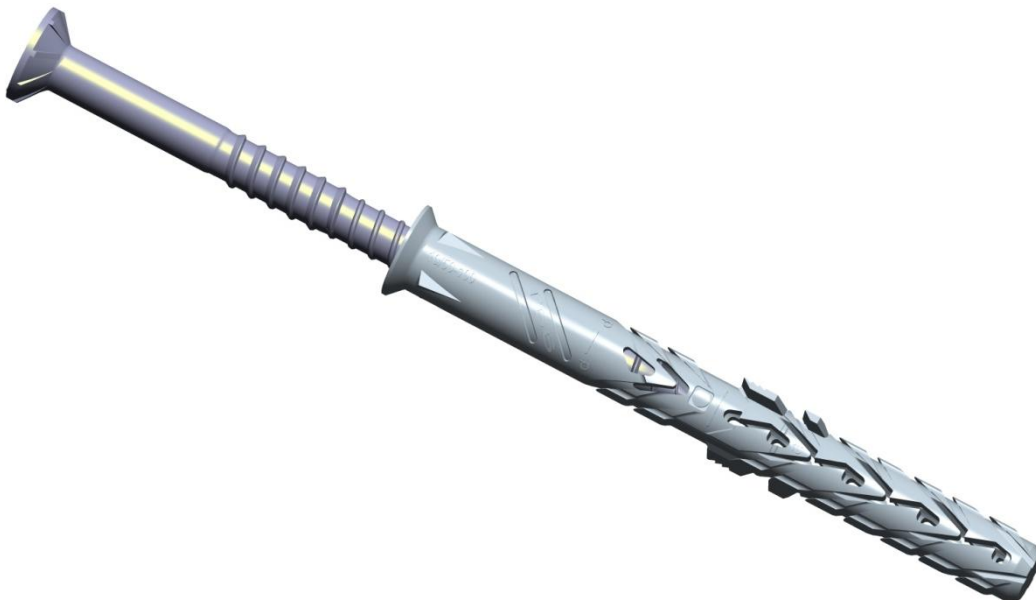


Fig. 70 Tassello T66 10-100/50

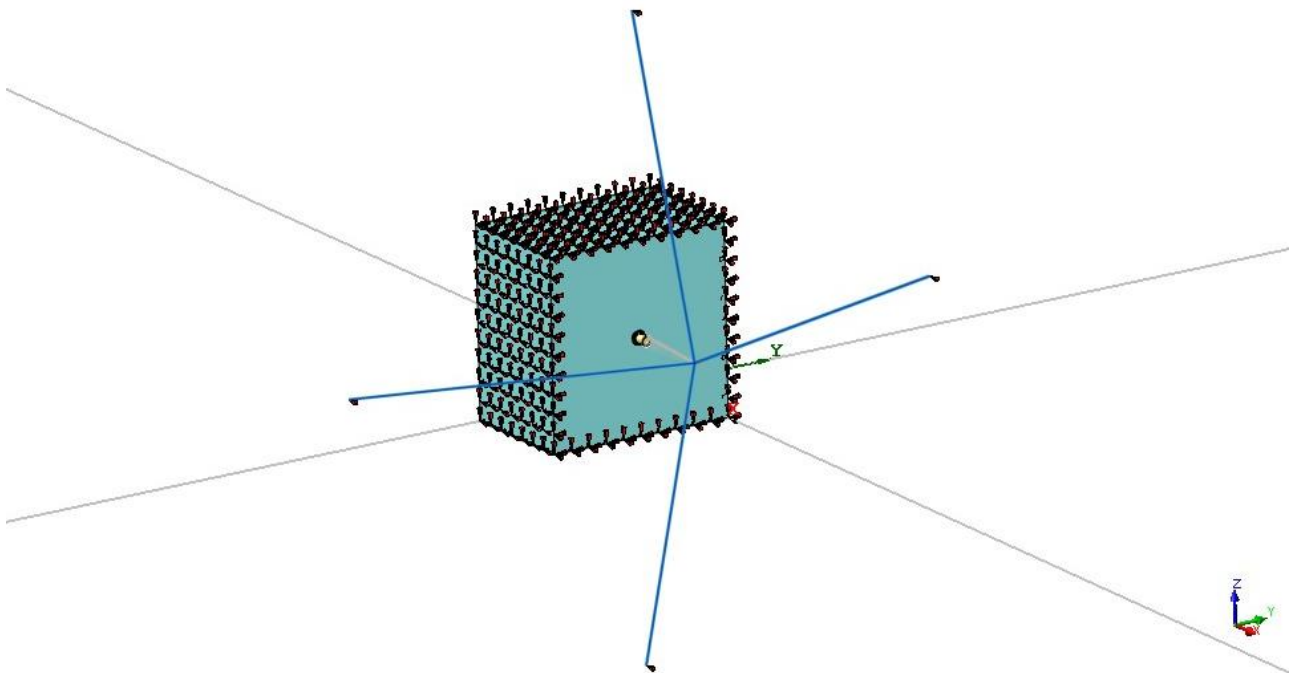


Fig. 71 Vista complessiva del modello locale

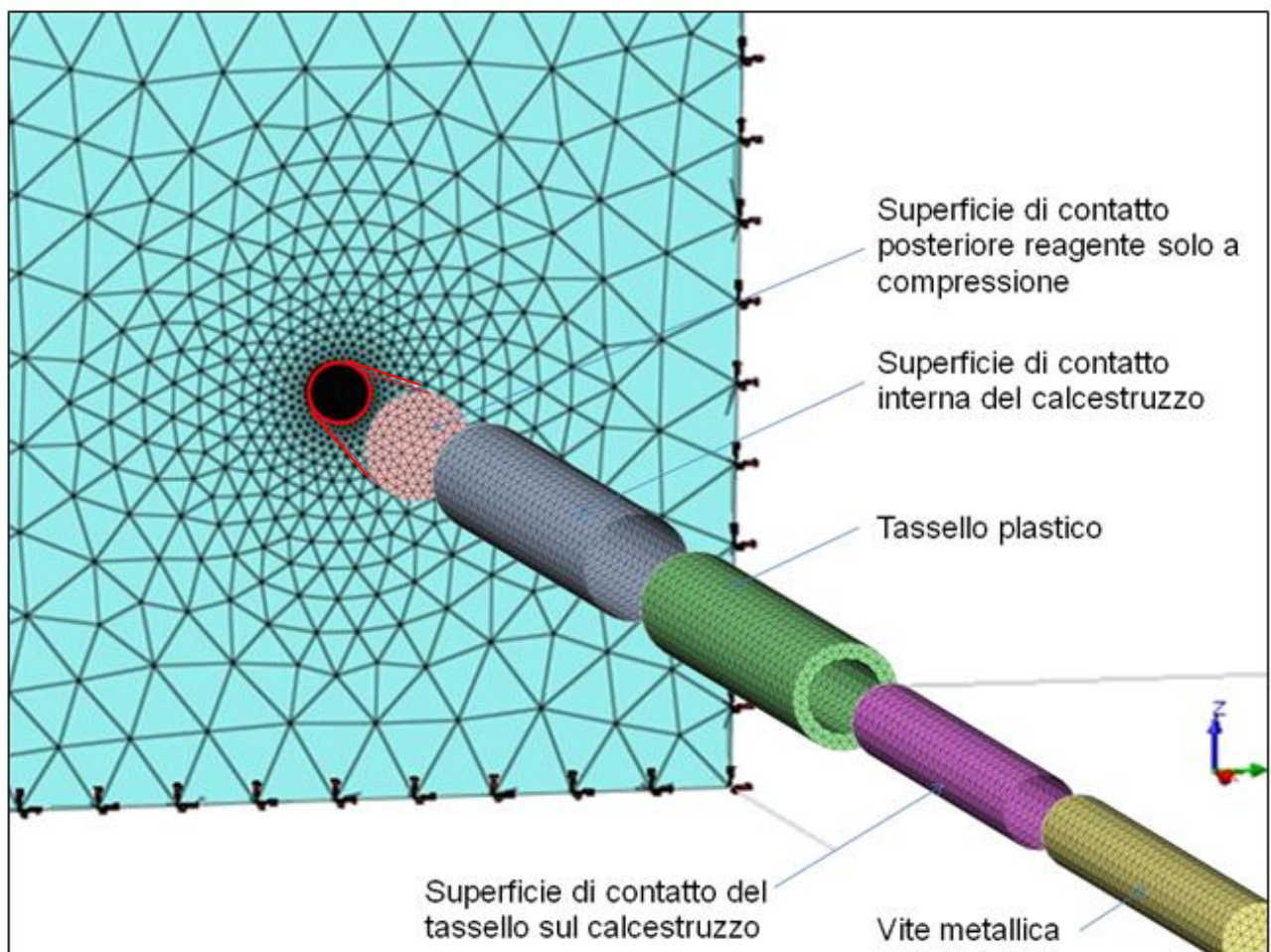


Fig. 72 Esploso del modello locale con identificazione dei componenti

Come si può osservare in Fig. 71 abbiamo modellato la massa appesa con un insieme di truss resistenti solo a compressione e rigid link, questa scelta è stata operata per ridurre gli oneri computazionali del modello, tuttavia permette comunque di valutare gli effetti irrigidenti della massa sul sistema di fissaggio: essendo la massa aderente al muro nelle condizioni iniziali della prova, avrà un effetto irrigidente in quanto impedisce la deformazione flessionale della vite..

In Fig. 72 si può osservare invece un esploso degli elementi che compongono il modello locale nel quale si evidenzia la disposizione delle singole componenti. Come vedremo nel seguito, il tassello plastico è stato modellato con moduli elastici molto minori di quelli del calcestruzzo e dell'acciaio, questo ha reso necessario l'uso di due particolari superfici di interfaccia denominate "contacter" e "target" nel codice DIANA le quali sono posizionate rispettivamente tra la vite ed il tassello e tra il tassello e il calcestruzzo e simulano il contatto che si realizza tra la vite ed il calcestruzzo quando il tassello è completamente schiacciato sotto l'effetto di sollecitazioni di taglio.

Posteriormente, invece, è stato sufficiente inserire una superficie che crea una discontinuità tra il calcestruzzo e le superfici posteriori di vite e tassello con una legge tale per cui la resistenza a compressione sia infinita mentre quella a trazione è nulla. In questo modo si evita la possibilità che la vite possa compenetrare nel blocco di calcestruzzo mentre il movimento di estrazione non è vincolato posteriormente, ma solo radialmente.

4.3.1. MODELLAZIONE DEL BLOCCO DI CALCESTRUZZO, LEGGE COSTITUTIVA

I sistemi di collegamento presentano varie modalità di rottura, una di queste è l'espulsione di un cono di calcestruzzo solidale al tassello. Questo tipo di rottura si manifesta in condizioni particolari quali ad esempio la ridotta resistenza a trazione e taglio del calcestruzzo in rapporto a quella del fissante chimico o condizioni di carico che stressano maggiormente il calcestruzzo rispetto al collegamento come possono essere i carichi cilici.

Per cogliere all'interno del modello la formazione di fessure nella zona vicino al sistema di fissaggio ed eventualmente il meccanismo di rottura descritto, abbiamo utilizzato un modello costituito non lineare noto come Modified Maekawa Concrete Model.

Si tratta di un modello elasto-plastico basato sulle deformazioni totali in grado di evidenziare il grado di fessurazione del calcestruzzo e di cogliere l'effetto dissipativo noto come isteresi nei cicli di carico/scarico.

Per una descrizione più completa, si rimanda all'allegato B.

4.3.2. MODELLAZIONE DEL TASSELLO, LEGGE COSTITUTIVA

Il tassello è costituito da un materiale plastico caratterizzato, in condizioni di normale umidità, da un modulo elastico di 900 MPa, una tensione di snervamento a trazione di 35 MPa ed un allungamento allo snervamento del 18%.

Nell'ambito della modellazione ad elementi finiti, non è possibile utilizzare questi parametri in quanto il livello di dettaglio del modello non è sufficiente a cogliere gli effetti microscopici di scorrimento ed ingranamento che si realizzano tra il tassello e il calcestruzzo e tra la vite ed il tassello. Osservando i risultati sperimentali, abbiamo deciso quindi di adottare per il tassello la stessa legge costitutiva utilizzata per il calcestruzzo tarando opportunamente i numerosi parametri disponibili. Questo ha permesso di riprodurre fedelmente il comportamento dell'insieme vite-tassello per sollecitazioni di estrazione e per sollecitazioni di taglio e permette di evidenziare l'insorgere di deformazioni permanenti durante lo sfilamento.

4.3.3. MODELLAZIONE DELLA VITE, LEGGE COSTITUTIVA

Durante la prova di rottura a taglio, si osserva come l'elemento debole del sistema di ancoraggio sia la vite. Questa è di classe 6.8 ed è formata da acciaio di tipo C21B caratterizzato da una tensione di snervamento di 480 MPa. Per tenere conto della riduzione della resistenza dovuta al processo produttivo e delle imperfezioni locali, abbiamo ridotto la tensione di snervamento a 300 MPa. Per l'acciaio che costituisce la vite abbiamo adottato una legge costitutiva elasto-plastica incrudente secondo il modello di Von Mises, con diagramma di incrudimento tarato sulla base dei risultati sperimentali con particolare riferimento al comportamento a taglio.

4.3.4. CALIBRAZIONE DEL MODELLO SULLA BASE DEI RISULTATI SPERIMENTALI

Le leggi costitutive della vite e del tassello introdotte nel modello sono state calibrate in modo da simulare i risultati sperimentali ottenuti attraverso un'estesa campagna sperimentale eseguita presso i laboratori dell'università di Padova dalla società ITW C.P.-Italy durante la quale sono state condotte numerose prove di estrazione e di rottura a taglio su tasselli plastici ad espansione ancorati su calcestruzzo non fessurato.

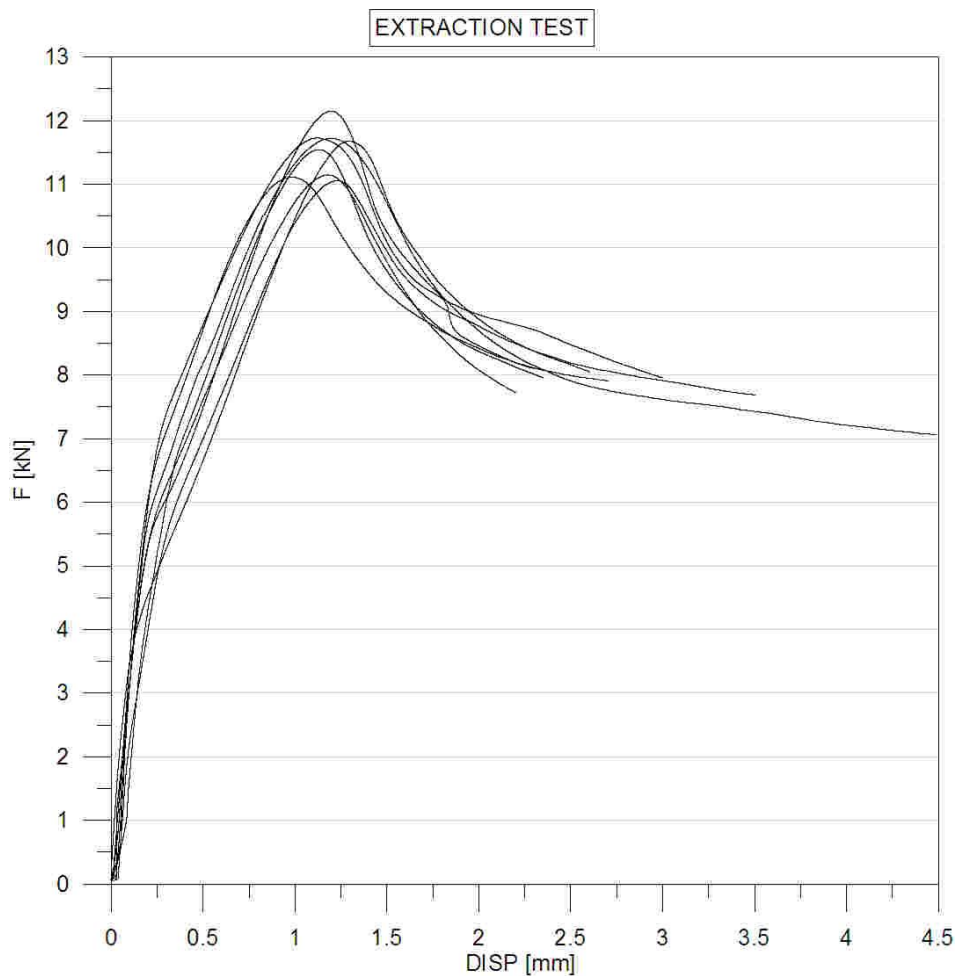


Fig. 73 Risultati sperimentali delle prove di estrazione su tasselli plastici ad espansione

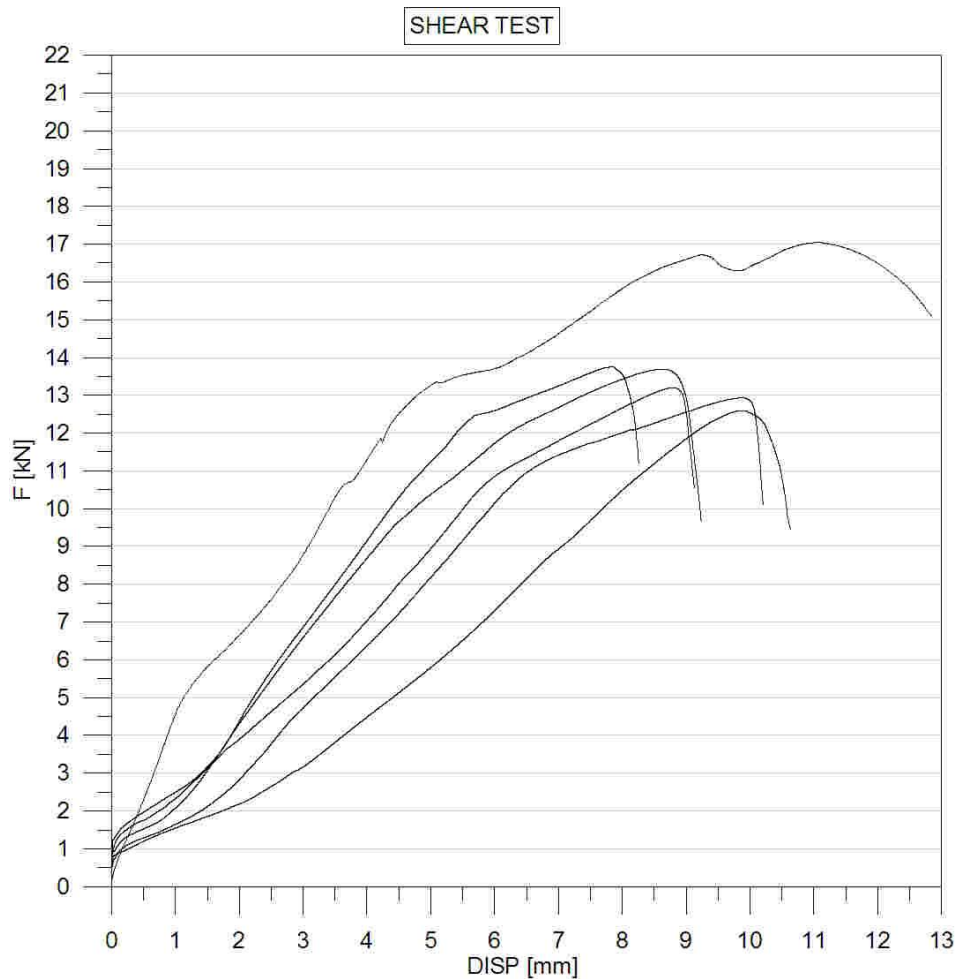


Fig. 74 Risultati sperimentali delle prove di taglio su tasselli plastici ad espansione

Come si vede in Fig. 73, il comportamento dell'ancorante per sollecitazioni di trazione è fortemente non lineare con resistenza di picco attorno agli 11 kN e deformazioni a rottura di circa 1-1.5 mm, dalle prove di laboratorio si osserva che la rottura si manifesta per sfilamento dell'insieme vite-tassello.

Osservando invece la Fig. 74 possiamo evidenziare come le deformazioni ultime a taglio siano dell'ordine di 10-12 mm con una resistenza ultima di circa 12 kN. Le prove di laboratorio hanno evidenziato come la rottura avvenga per crisi della vite che si spezza durante la prova.

Calibrando i parametri dei materiali utilizzati nel modello, abbiamo ottenuto i risultati riassunti nei grafici seguenti.

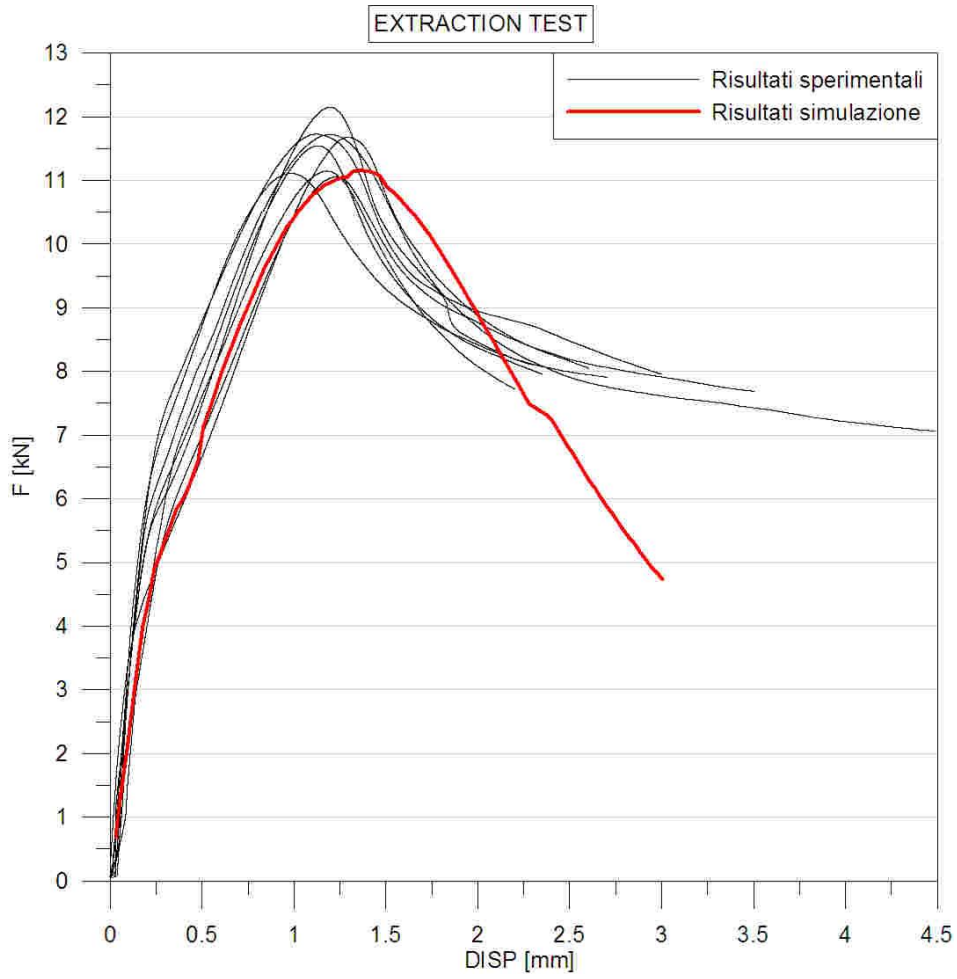


Fig. 75 Confronto tra risultati sperimentali delle prove di estrazione su tasselli plastici ad espansione e simulazione numerica

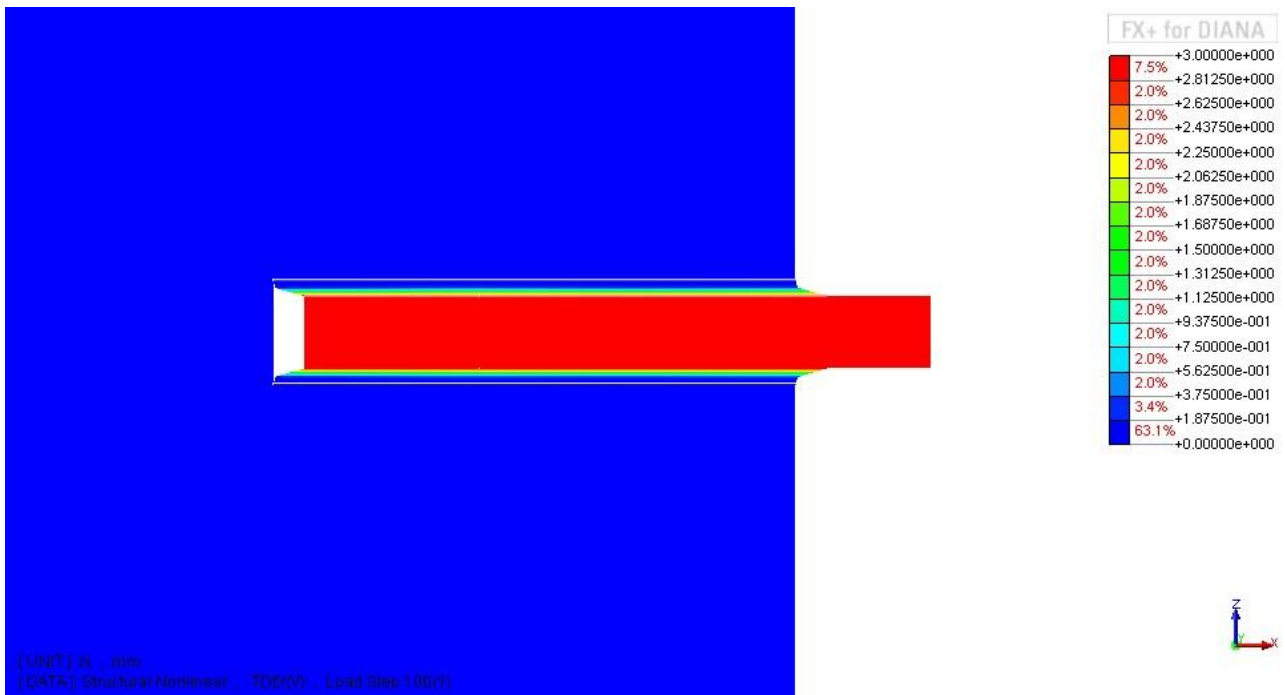


Fig. 76 Deformazione a rottura per la prova di sfilamento, sezione verticale

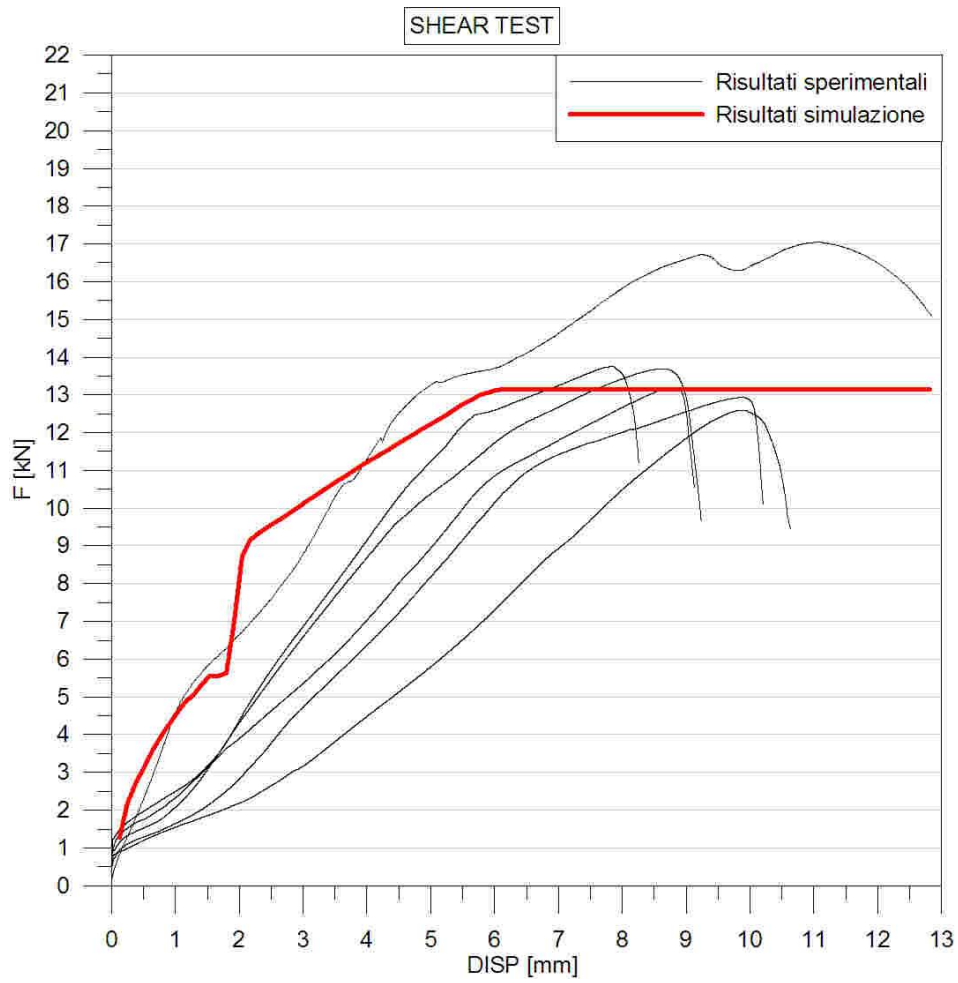


Fig. 77 Confronto tra risultati sperimentali delle prove di taglio su tasselli plastici ad espansione e simulazione numerica

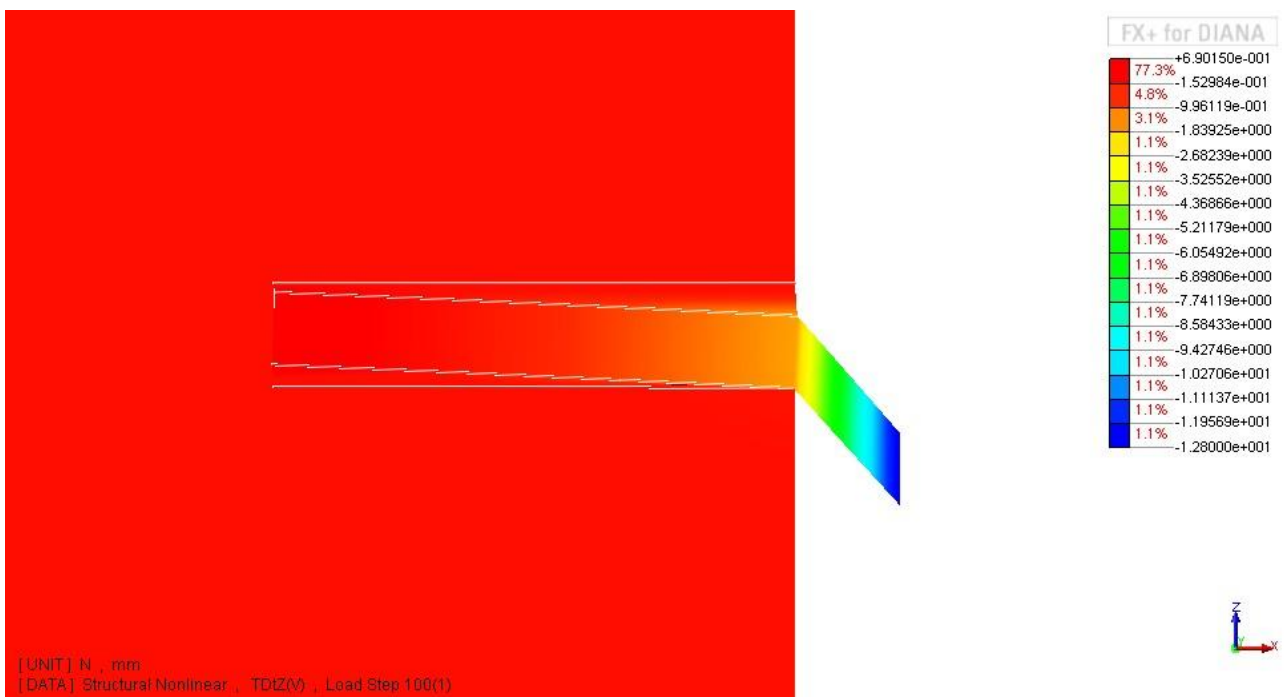


Fig. 78 Deformazione a rottura per la prova di taglio, sezione verticale

Si può osservare come la prova di estrazione sia ben riprodotta dal modello utilizzato, sia nella resistenza ultima che nel legame forza-spostamento.

La simulazione numerica della prova di rottura a taglio, invece coglie con precisione la resistenza ultima dell'insieme vite-tassello, ma il comportamento globale dell'ancoraggio è troppo rigido in confronto ai risultati sperimentali. Questo è dovuto alle semplificazioni introdotte nel modello che non tengono conto della forza di espansione e della sua riduzione durante lo sfilamento e delle modalità di posa in opera che prevedono l'inserimento di un tassello plastico in un foro predisposto in precedenza nel calcestruzzo.

Riteniamo tuttavia che per le analisi che seguono sia sufficiente il grado di precisione raggiunto in quanto l'obiettivo delle analisi stesse è quello di evidenziare se durante la prova il tassello arriva a rottura, senza considerare l'evoluzione del carico per gli spostamenti prodotti. Durante la prova di laboratorio non sarà possibile misurare le forze agenti sul tassello e lo sfilamento di quest'ultimo, pertanto sarebbe impossibile confrontare i risultati sperimentali con quelli simulati e formulare un giudizio di ammissibilità.

Si noti infine che i risultati sperimentali utilizzati per calibrare il modello locale sono tratti da prove statiche di sfilamento e rottura a taglio, si suppone che il comportamento dei tasselli per azioni dinamiche sia simile a quello per sollecitazioni statiche, pertanto i modelli costitutivi sono stati calibrati sulla base dei risultati delle prove statiche con l'aggiunta di una dissipazione di energia durante la plasticizzazione (isteresi) per computare gli effetti di dissipazione che si manifestano in caso di sollecitazioni dinamiche.

4.4.CALIBRAZIONE DELLE MASSE AGGIUNTIVE DA COLLEGARE AL TELAIO

In questo capitolo presenteremo la procedura seguita per determinare l'entità delle masse da collegare al telaio di supporto con i diversi sistemi di fissaggio.

Le masse sono state determinate in modo da soddisfare due requisiti:

- Consentire uno sviluppo dei run di carico della campagna sperimentale da 0.2 a 1.0 g;
- Portare a rottura i sistemi di collegamento per l'accelerazione massima (1.0 g).

Il primo requisito è soddisfatto se la massa totale del campione è entro i limiti strutturali della tavola, pertanto in condizioni statiche la massa dovrà essere minore di 30 tonnellate mentre in condizioni dinamiche il momento ribaltante dovrà essere minore di 300 kNm.

Il secondo requisito, invece, è soddisfatto se lo sforzo nel singolo tassello è maggiore della resistenza del tassello stesso.

Per verificare se i sistemi di collegamento sono rotti dopo un run di carico abbiamo calcolato lo sforzo equivalente adimensionalizzato.

Tale sforzo è stato calcolato ipotizzando il tassello reagente solo a forze normali e di taglio. In particolare lo sforzo totale adimensionalizzato nel tassello si ottiene sommando diversi contributi:

$$F_{eq,adim} = \frac{N_{tot}}{N_R} + \frac{T_{xz}}{T_R} + \frac{T_{xy}}{T_R}$$

con:

- N_{tot} , sforzo normale totale nel tassello, somma di 3 contributi: $N_{tot} = N + \frac{M_{xz}}{b_{xz}} + \frac{M_{xy}}{b_{xy}}$ dove M_{xz} e M_{xy} sono i momenti nei piani principali del tassello, mentre b_{xz} e b_{xy} sono le distanze tra il tassello ed il punto di contatto della massa appesa col muro in direzione orizzontale e verticale;
- T_{xz} , taglio nel piano principale del tassello x-z;
- T_{xy} , taglio nel piano principale del tassello x-y;
- N_R , massima trazione supportata dal tassello per azioni dinamiche;
- T_R , massimo taglio supportato dal tassello per azioni dinamiche.

I parametri di sollecitazione introdotti sono rappresentati nella figura seguente.

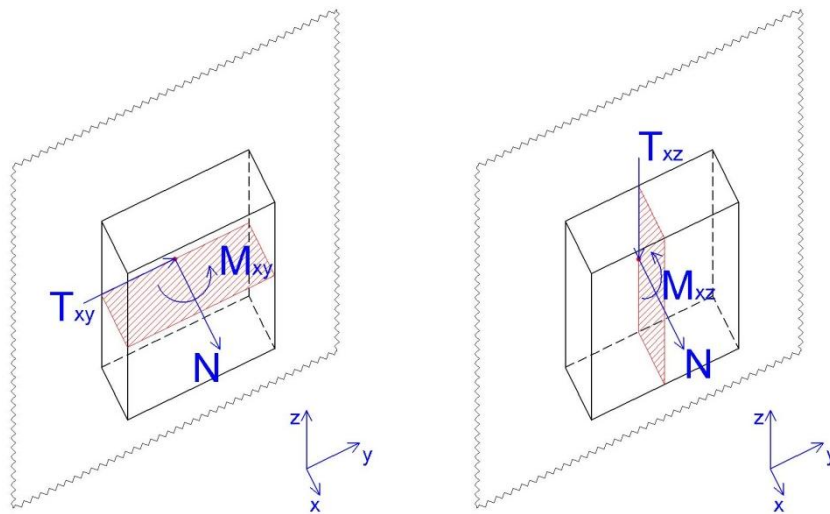


Fig. 79 Sollecitazioni sui tasselli

Al livello teorico, se lo sforzo totale adimensionalizzato è pari o superiore all'unità, vuol dire che abbiamo raggiunto il bordo del campo di resistenza del tassello che quindi si può ipotizzare rotto.

Quest'ipotesi dovrà essere confermata durante le prove in laboratorio.

La prima ipotesi sulle masse da appendere al telaio di supporto è stata formulata in modo da consentire l'esecuzione dei 5 run di carico fino all'accelerazione più gravosa di 1.0 g. Vedremo come in quest'ipotesi la sollecitazione sui tasselli è troppo bassa, pertanto sarà necessario aumentare le masse.

4.4.1. IPOTESI A

Nella prima ipotesi, abbiamo scelto il peso dei blocchi d'acciaio da fissare al telaio di supporto in modo tale da raggiungere un'accelerazione pari a 1.0 g rimanendo entro i limiti della tavola vibrante.

Dopo alcune prove si è giunti alla configurazione definitiva che prevede le masse riassunte nella tabella seguente.

ANCORATE	TIPO	N _{RD} [kN]	V _{RD} [kN]	MASSA [kg]
T66 10-100/50	ad espansione	9.70	9.00	200
FIXFORM M10/15 V	sottosquadro	25.40	24.60	400
TRIGA E V 12-18/25	ad espansione	27.80	41.50	600
EPCON C8 MAXI M16	chimico	36.14	54.30	800

In questa configurazione il campione pesa complessivamente 20.76 tonnellate ed il baricentro si trova ad una quota di 1.45 m. Il momento ribaltante calcolato considerando un'accelerazione pari ad 1.0 g risulta pari a 296.4 kNm < 300 kNm, la prova quindi rientra nei limiti operativi della tavola.

Simulando il run con accelerazione al suolo di 1.0 g mediante il modello globale e calcolando la sollecitazione equivalente adimensionalizzata si ottengono i risultati esposti nel seguito.

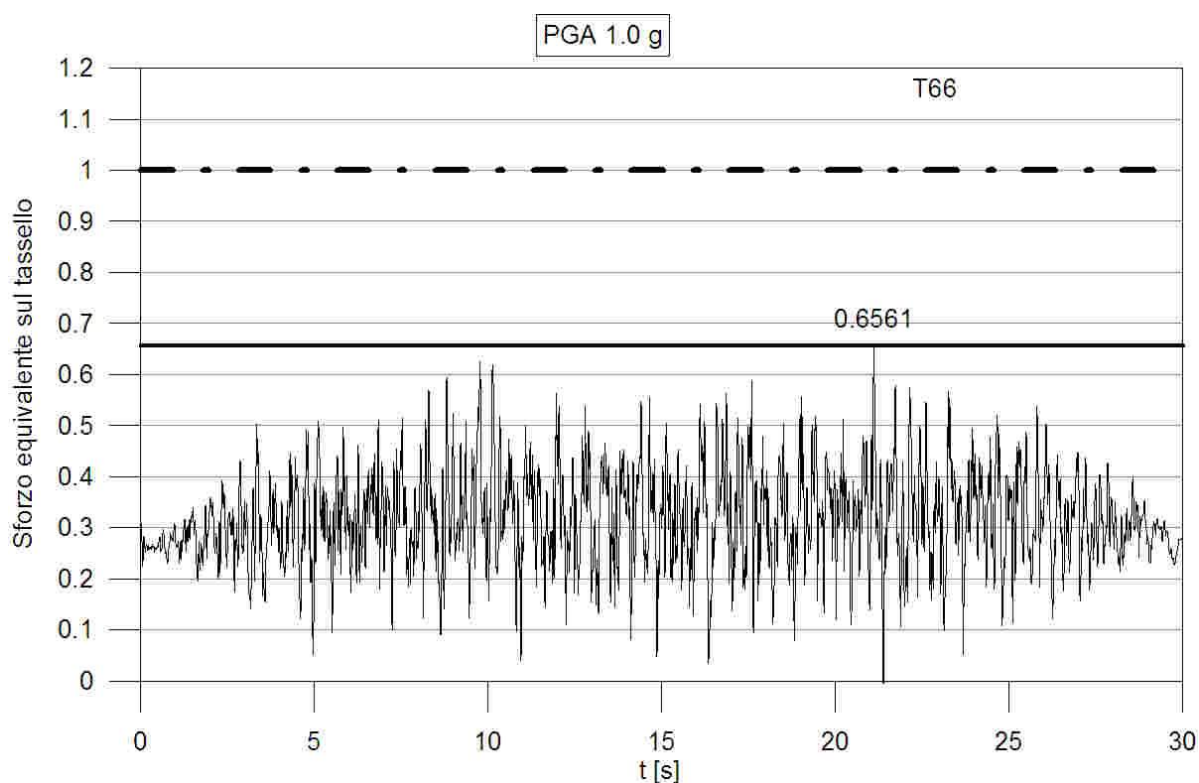


Fig. 80 Sforzo equivalente nel tassello T66 ipotesi A

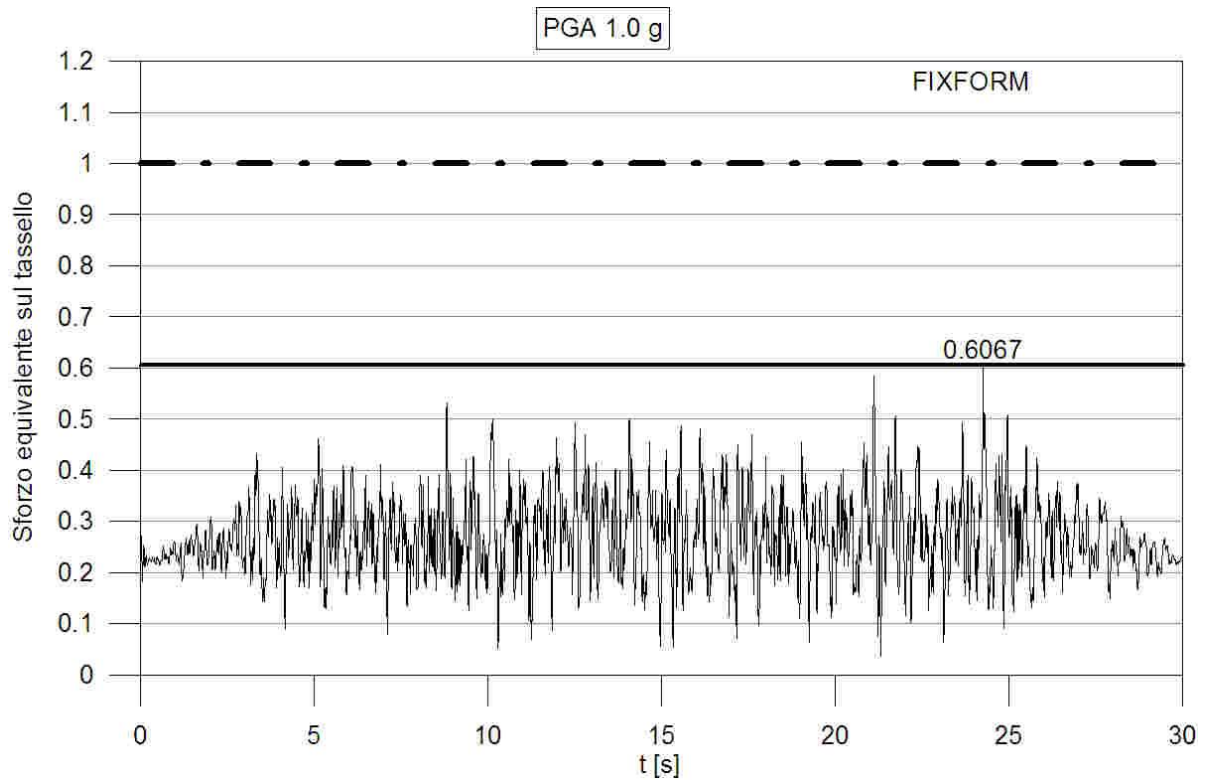


Fig. 81 Sforzo equivalente nel tassello FIXFORM ipotesi A

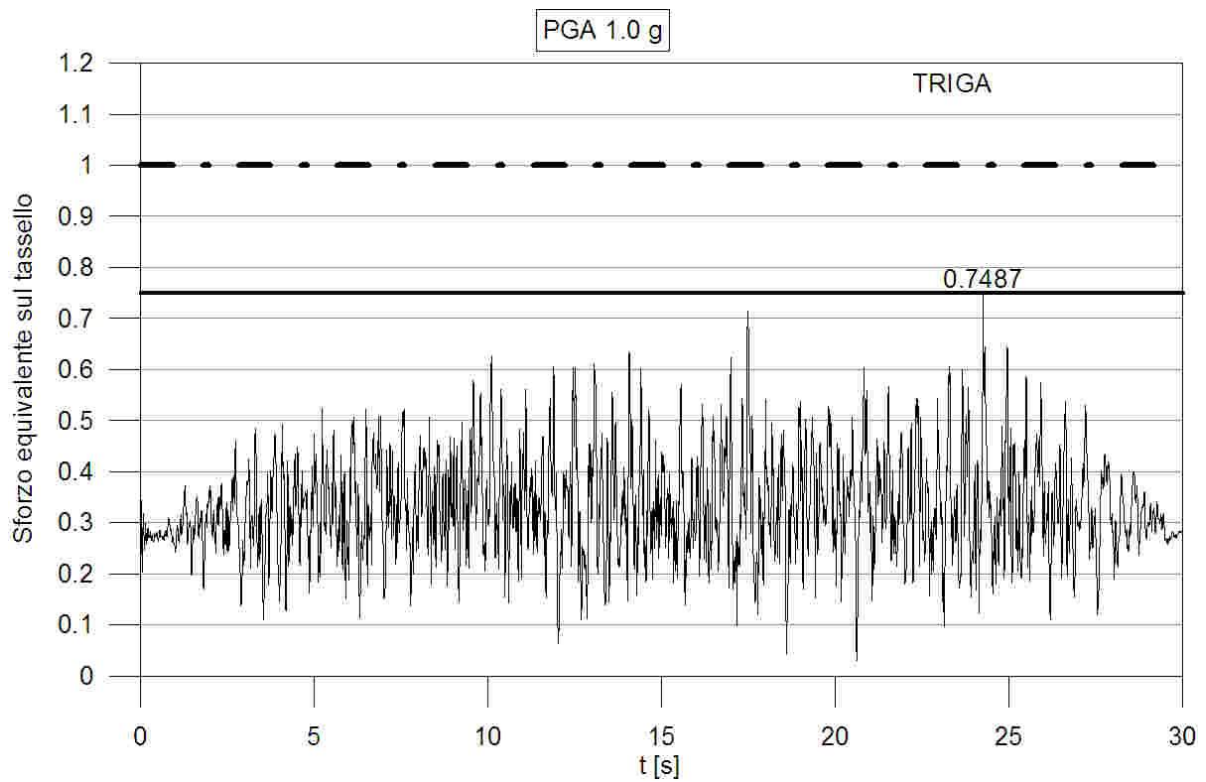


Fig. 82 Sforzo equivalente nel tassello TRIGA ipotesi A

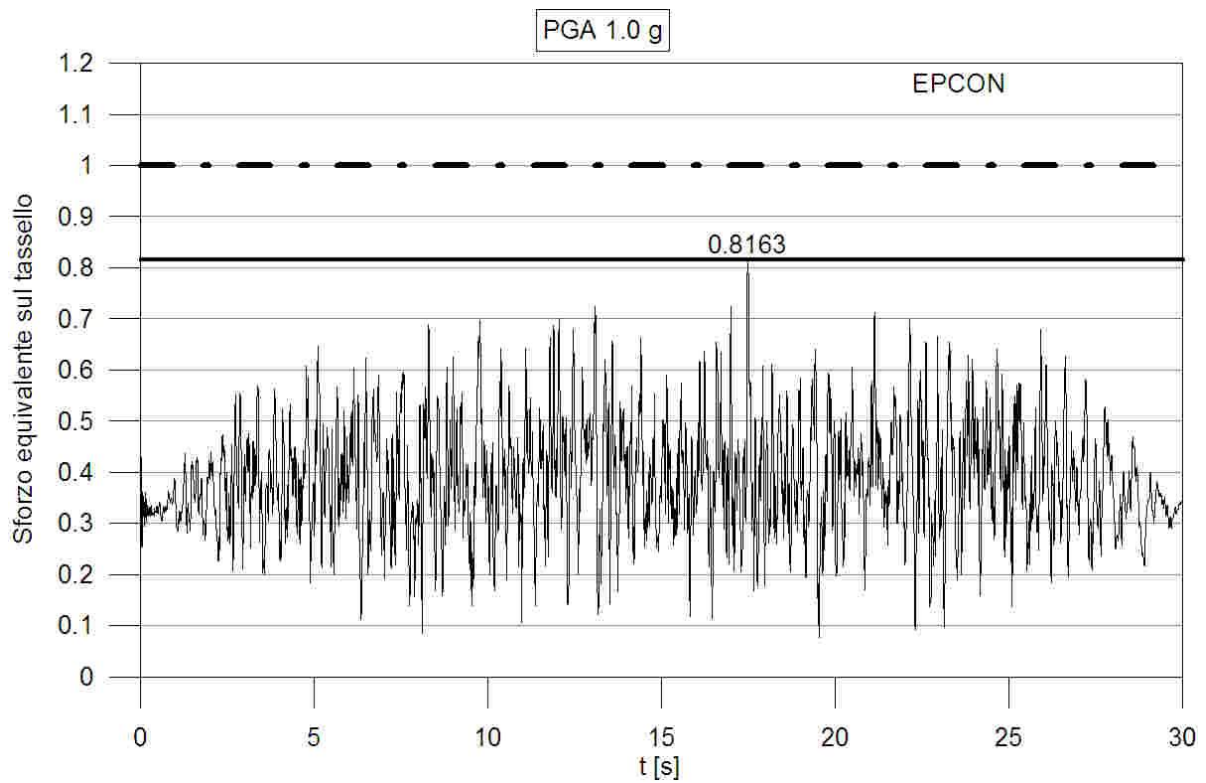


Fig. 83 Sforzo equivalente nel tassello EPCON ipotesi A

Osservando i grafici riportati, si può notare come le sollecitazioni nei tasselli siano piuttosto basse nonostante sia stata simulata la prova con l'accelerazione massima, abbiamo quindi ipotizzato di aumentare ulteriormente il peso dei blocchi d'acciaio collegati al telaio riducendo in modo opportuno la massima accelerazione.

4.4.2. IPOTESI B

Osservando le sollecitazioni indotte nei tasselli nell'ipotesi A, abbiamo scelto di aumentare le masse collegate a ciascun tassello di 100 kg ottenendo la configurazione riassunta in tabella.

ANCORATE	TIPO	N_{RD} [kN]	V_{RD} [kN]	MASSA [kg]
T66 10-100/50	ad espansione	9.70	9.00	300
FIXFORM M10/15 V	sottosquadro	25.40	24.60	500
TRIGA E V 12-18/25	ad espansione	27.80	41.50	700
EPCON C8 MAXI M16	chimico	36.14	54.30	900

Il peso totale del campione con appese le masse riportate in tabella è di 21.56 tonnellate ed il baricentro si trova ad una quota di 1.48 m. Ipotizzando di eseguire un test con accelerazione di 1.0 g, il momento ribaltante risulta pari a 312 kNm, maggiore del limite operativo della tavola (300 kNm). E' necessario quindi ridurre l'accelerazione massima del run di carico più gravoso: ipotizzando un valore della PGA di 0.9 g il momento ribaltante è pari a 281 kNm < 300 kNm, quindi ammissibile. Abbiamo simulato questa condizione mediante il modello globale della struttura ottenendo i risultati esposti nel seguito.

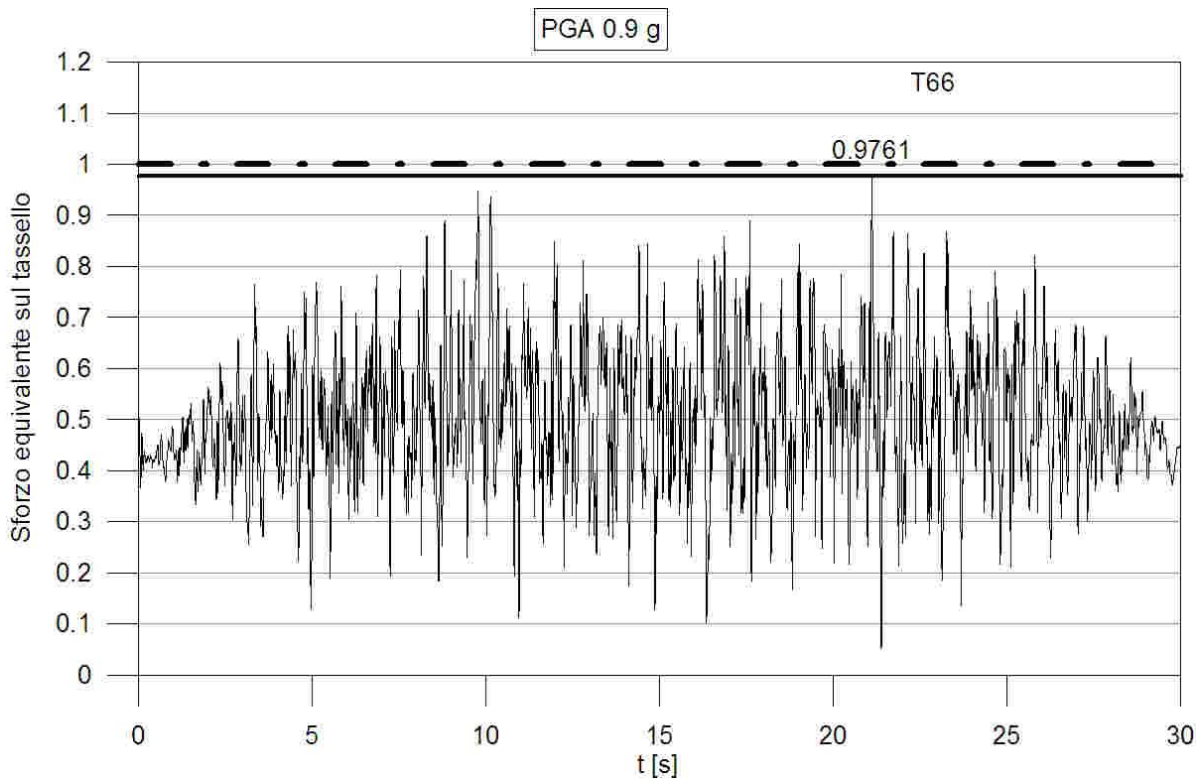


Fig. 84 Sforzo equivalente nel tassello T66 ipotesi B

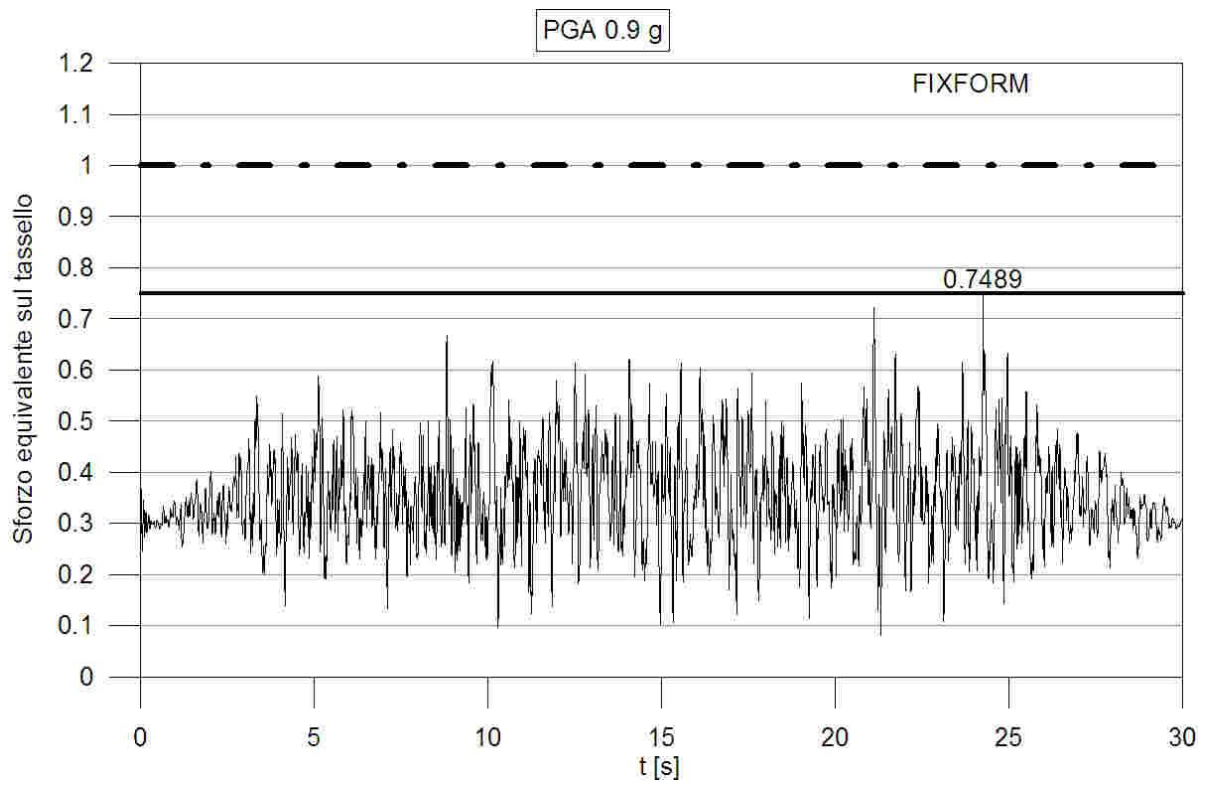


Fig. 85 Sforzo equivalente nel tassello FIXFORM ipotesi B

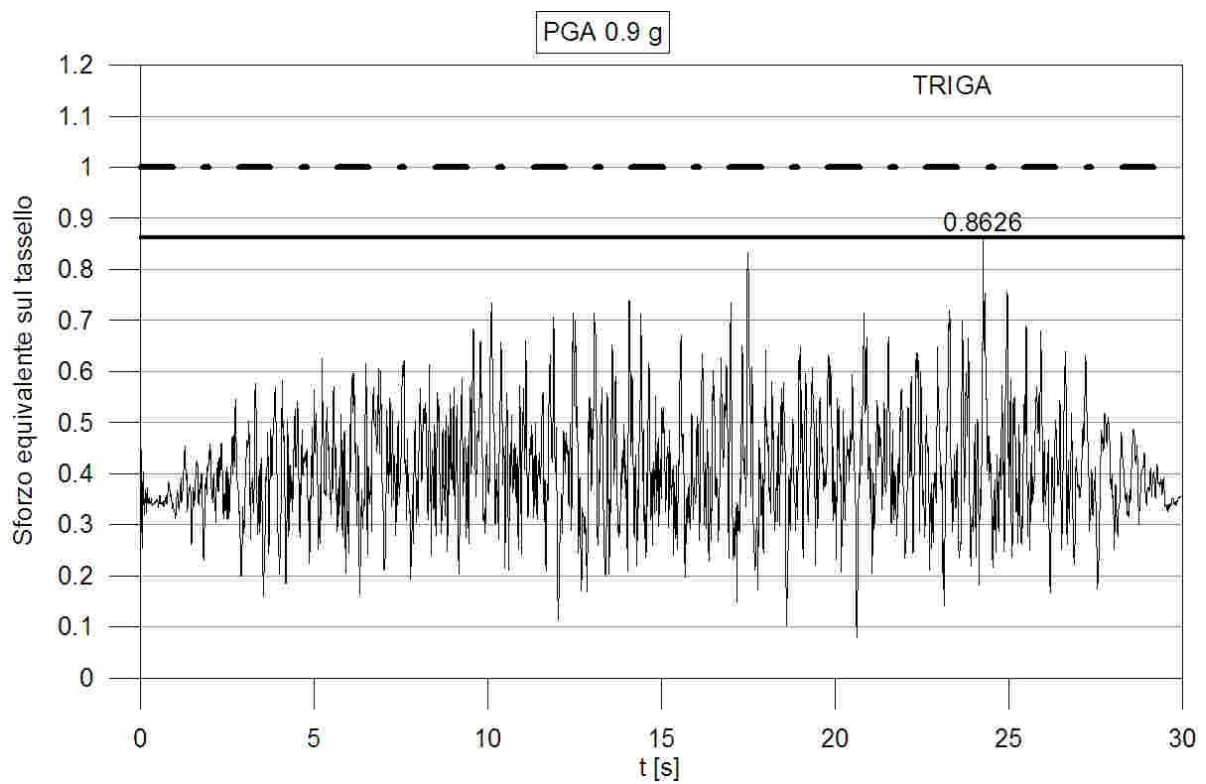


Fig. 86 Sforzo equivalente nel tassello TRIGA ipotesi B

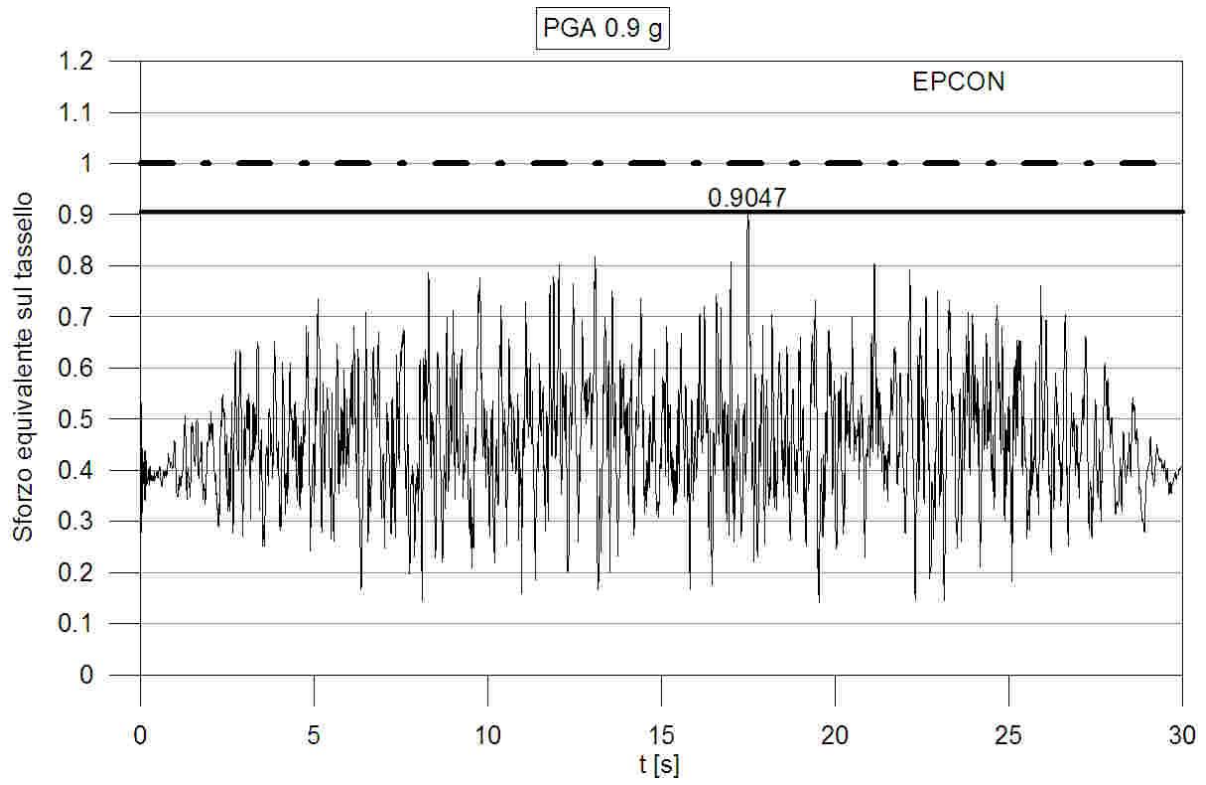


Fig. 87 Sforzo equivalente nel tassello EPCON ipotesi B

4.4.3. SOLUZIONE PROPOSTA

Nei capitoli precedenti abbiamo illustrato i risultati della simulazioni del run più gravoso del set di prove caratterizzato da accelerazione massima rispettivamente pari a 1.0 g per l'ipotesi A e 0.9 g per l'ipotesi B.

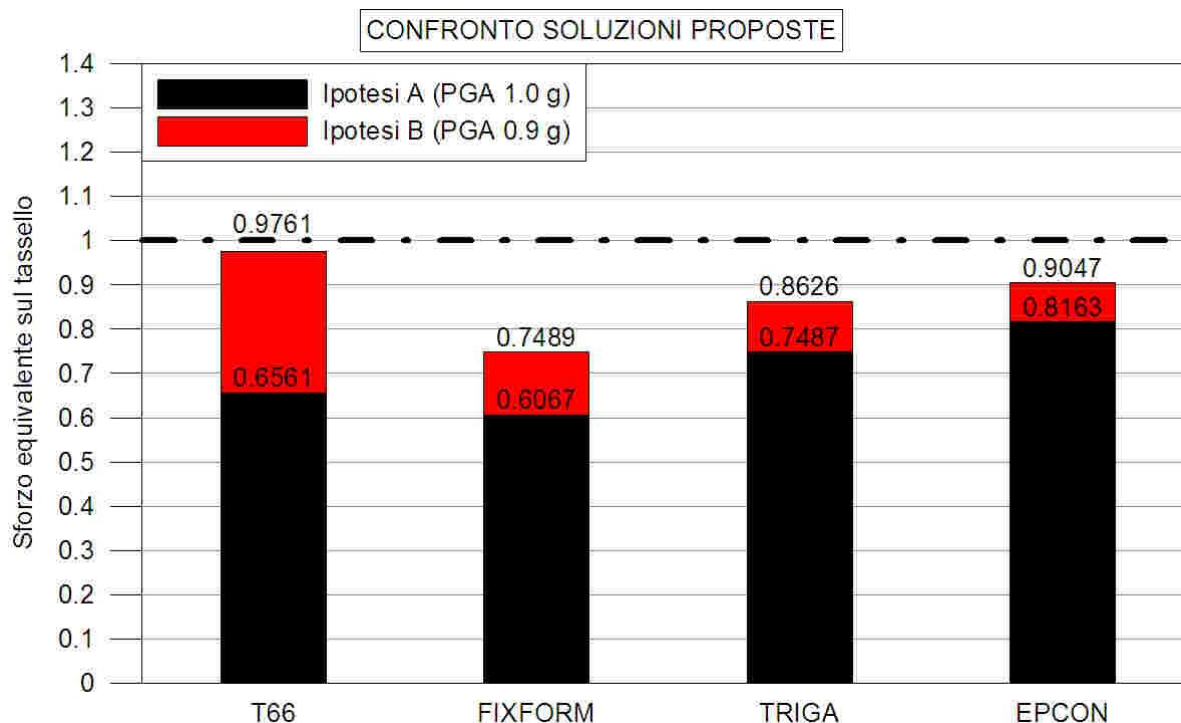


Fig. 88 Confronto tra i risultati delle simulazioni nelle ipotesi A e B

Confrontando i risultati ottenuti nelle due soluzioni, si può osservare come nell'ipotesi B, nonostante l'accelerazione massima sia minore, globalmente le sollecitazioni nei tasselli sono maggiori rispetto a quelle ottenute nell'ipotesi A. Pertanto abbiamo deciso di utilizzare per le successive simulazioni e per la campagna sperimentale le masse ipotizzate nella soluzione B.

Analizzando quindi nel dettaglio i grafici delle sollecitazioni nei tasselli nell'ipotesi B appare evidente come nessuno dei tasselli arrivi a rottura in quanto in tutti i casi la sollecitazione equivalente adimensionalizzata è minore di 1.

Per ottenere sollecitazioni maggiori nei tasselli, potremmo intervenire sugli accelerogrammi, aumentando la massima accelerazione, ma abbiamo visto come questo non sia possibile perché l'accelerazione di 0.9 g è la massima riproducibile utilizzando il telaio di supporto progettato con la tavola vibrante in dotazione al laboratorio ENEA a causa della limitazione sul massimo momento ribaltante. Si potrebbero aumentare ulteriormente le masse delle lastre appese ai tasselli, ma bisognerebbe ridurre ancora l'accelerazione.

E' necessario tuttavia sottolineare come il modello utilizzato per valutare la resistenza sia particolarmente semplificato, essendo equivalente a considerare un campo di resistenza lineare.

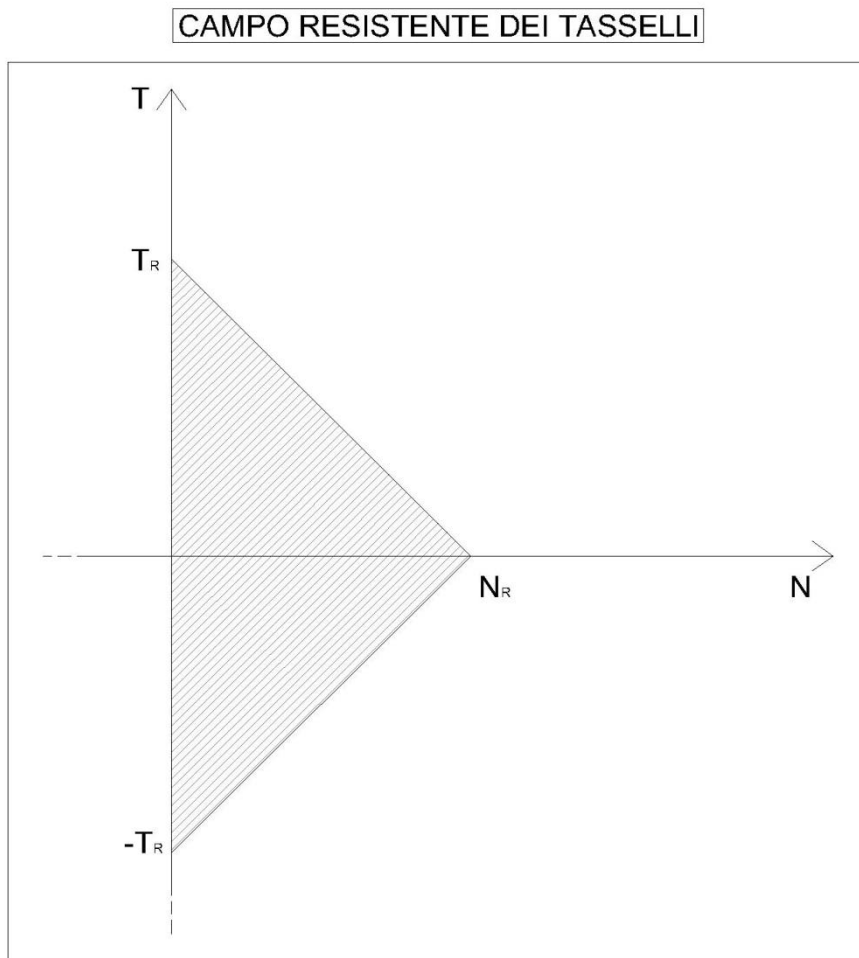


Fig. 89 Campo resistente dei tasselli di ancoraggio

Durante la prova, inoltre, possiamo ipotizzare che avverrà un primo sfilamento per livelli di sollecitazione anche modesti (PGA 0.4 g o 0.6 g) che determinerà una variazione della sollecitazione nei tasselli per i run successivi rispetto a quella ipotizzata in questa fase.

Potrebbero poi verificarsi dei fenomeni di martellamento a causa dello spostamento relativo tra le masse appese ed i tamponamenti del telaio.

Inoltre, calcolando le sollecitazioni nei tasselli tenendo conto del fattore di riduzione della resistenza per effetti dinamici (§ 2.3.5) si può osservare come tutti i tasselli raggiungano una sollecitazione tale da potersi ipotizzare rotti.

ANCORATE	N_{RD} [kN]	V_{RD} [kN]	SOLLECITAZIONE EQUIVALENTE ADIM.
T66 10-100/50	7.28	6.75	1.302
FIXFORM M10/15 V	19.05	18.45	0.998
TRIGA E V 12-18/25	20.85	31.13	1.150
EPCON C8 MAXI M16	27.11	40.73	1.206

Per i motivi sopra esposti, riteniamo che non sia necessario aumentare la massa e che la rottura verrà comunque evidenziata dalla prova così progettata.

4.5.RISULTATI DELLE SIMULAZIONI, MODELLO GLOBALE

In questo capitolo presenteremo i risultati ottenuti nelle simulazioni dei cinque run della prova.

4.5.1. PGA 0.2 g

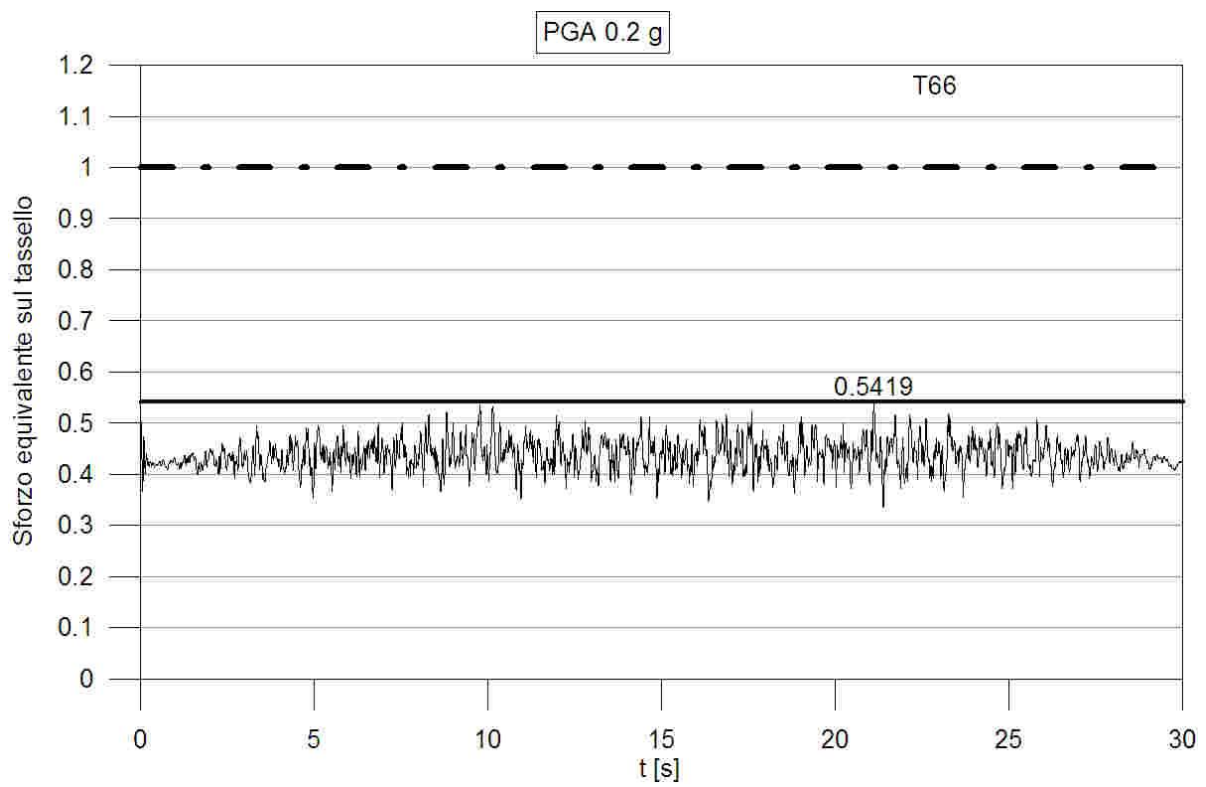


Fig. 90 Sforzo equivalente nel tassello T66, run con PGA 0.2 g

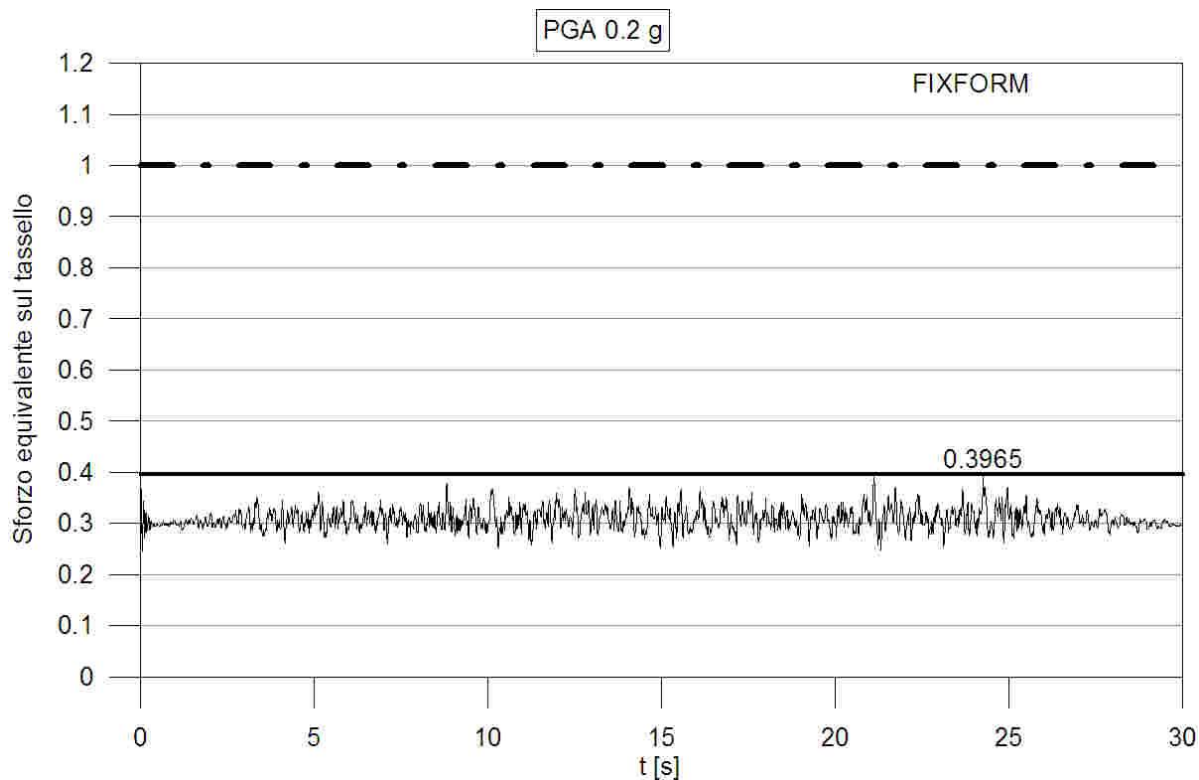


Fig. 91 Sforzo equivalente nel tassello FIXFORM, run con PGA 0.2 g

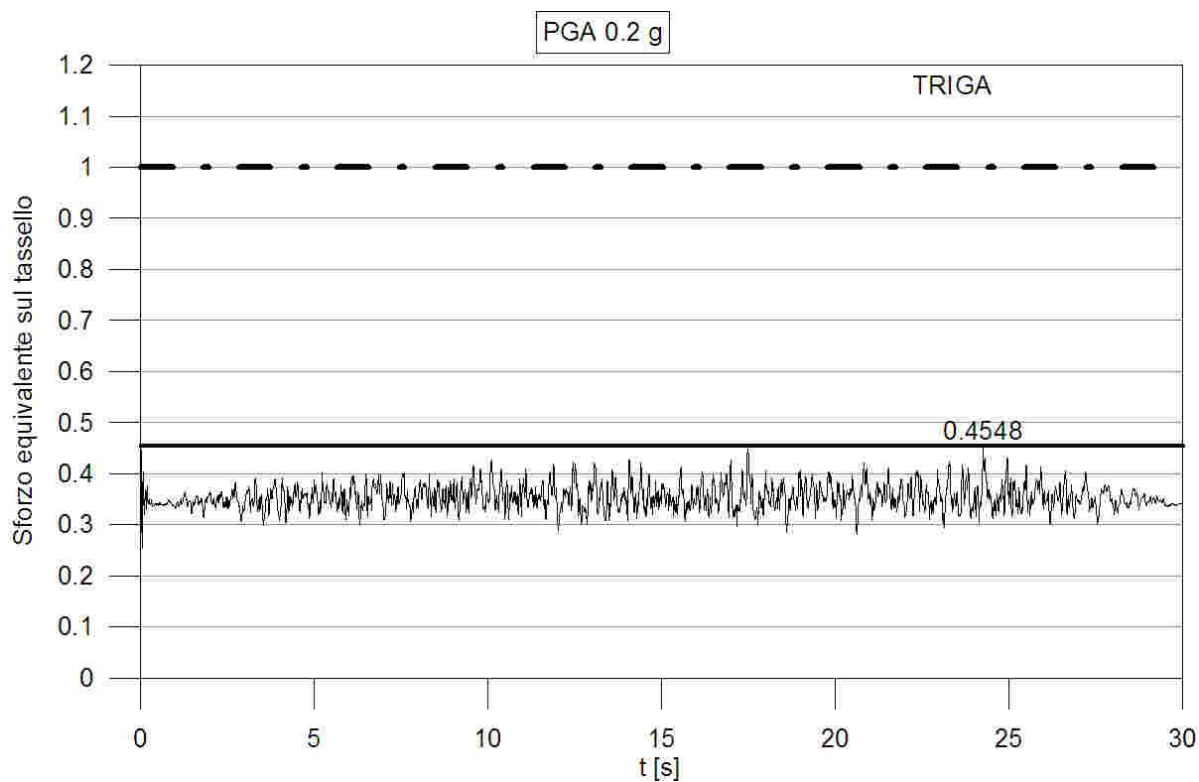


Fig. 92 Sforzo equivalente nel tassello TRIGA, run con PGA 0.2 g

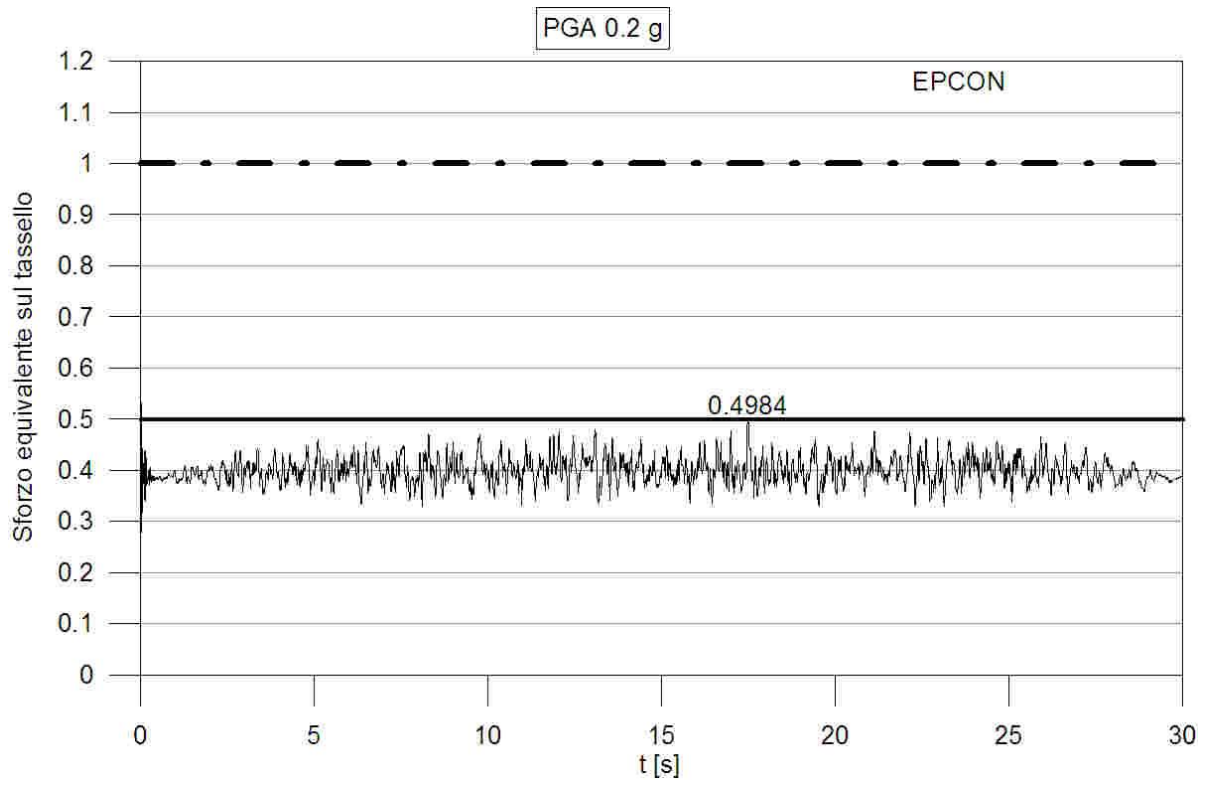


Fig. 93 Sforzo equivalente nel tassello EPCON, run con PGA 0.2 g

4.5.2. PGA 0.4 g

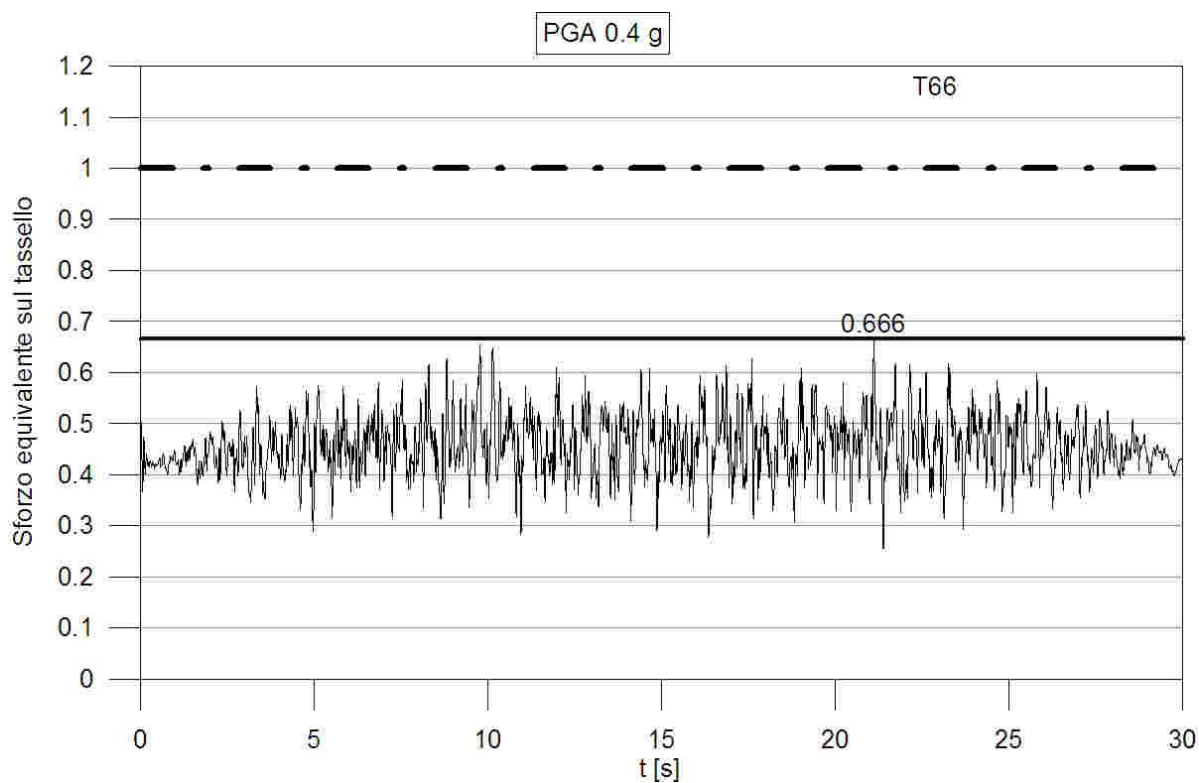


Fig. 94 Sforzo equivalente nel tassello T66, run con PGA 0.4 g

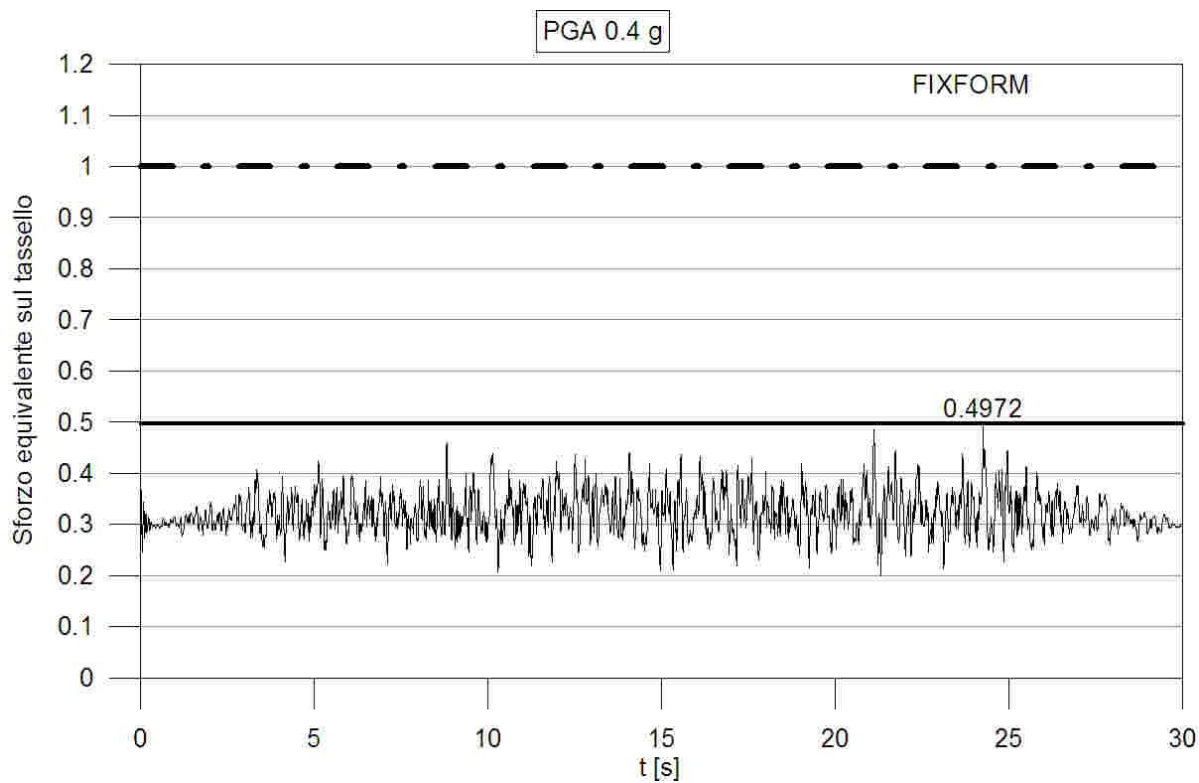


Fig. 95 Sforzo equivalente nel tassello FIXFORM, run con PGA 0.4 g

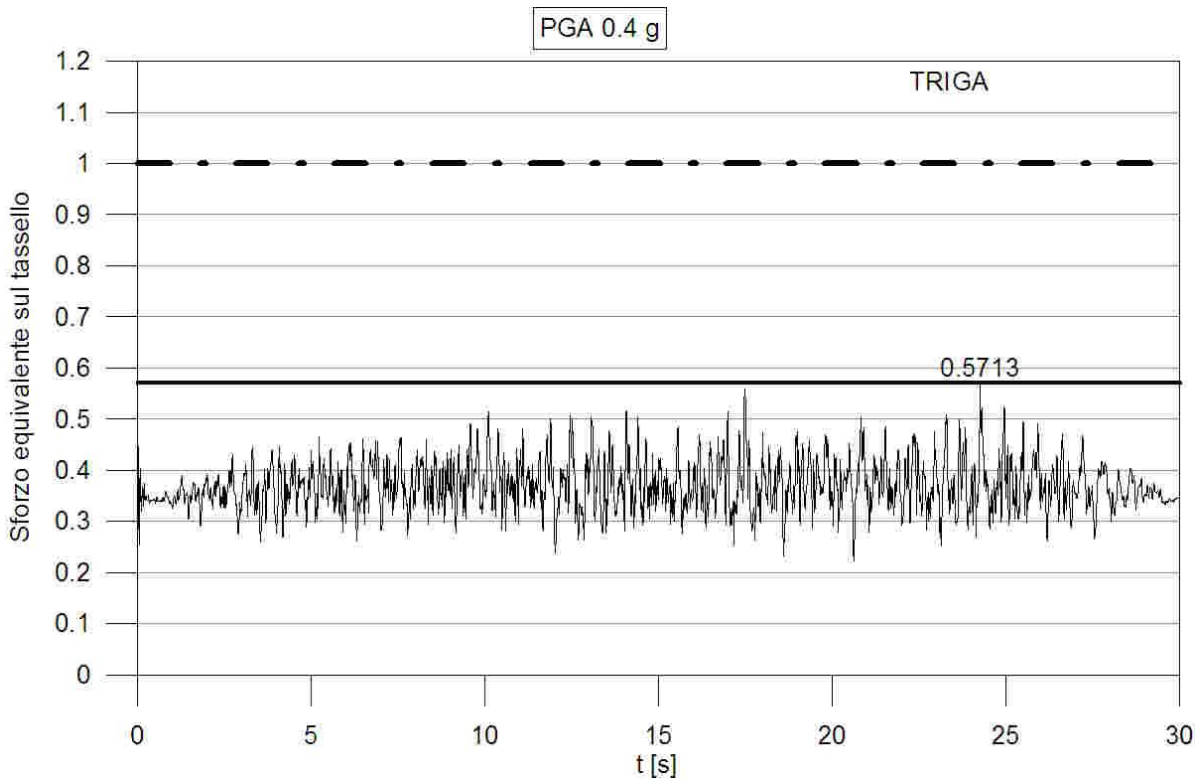


Fig. 96 Sforzo equivalente nel tassello TRIGA, run con PGA 0.4 g

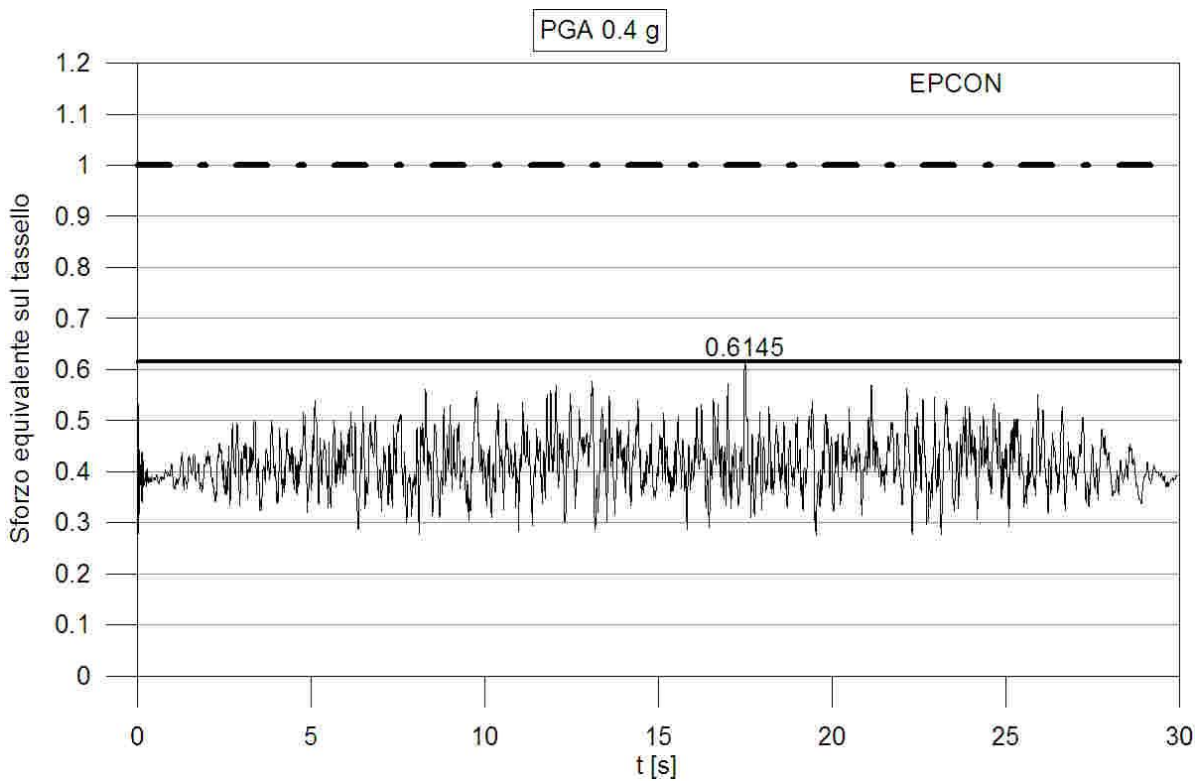


Fig. 97 Sforzo equivalente nel tassello EPCON, run con PGA 0.4 g

4.5.3. PGA 0.6 g

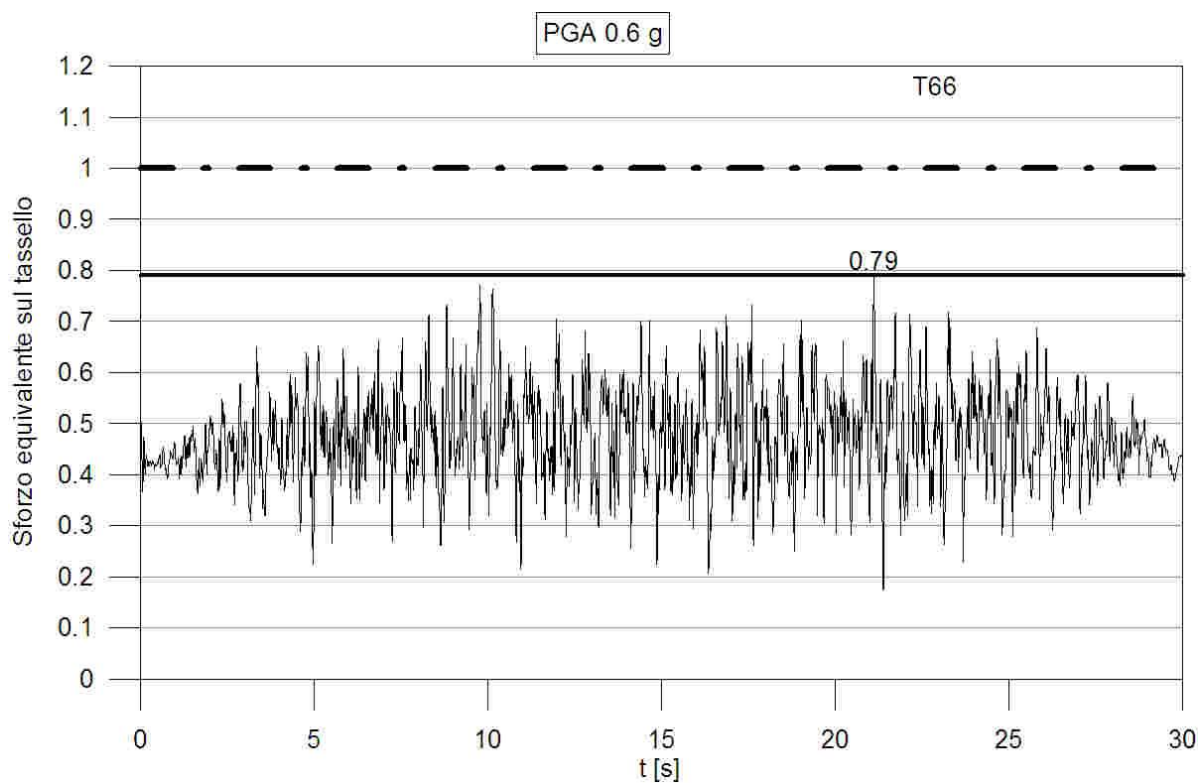


Fig. 98 Sforzo equivalente nel tassello T66, run con PGA 0.6 g

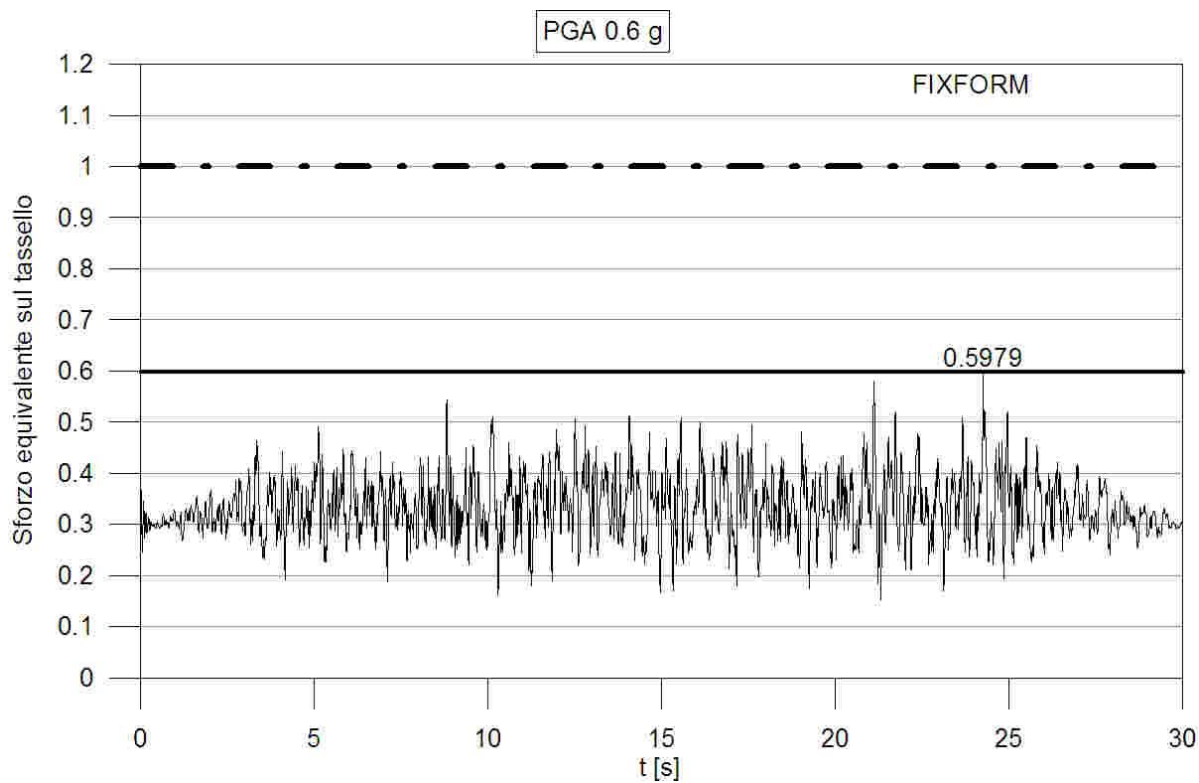


Fig. 99 Sforzo equivalente nel tassello FIXFORM, run con PGA 0.6 g

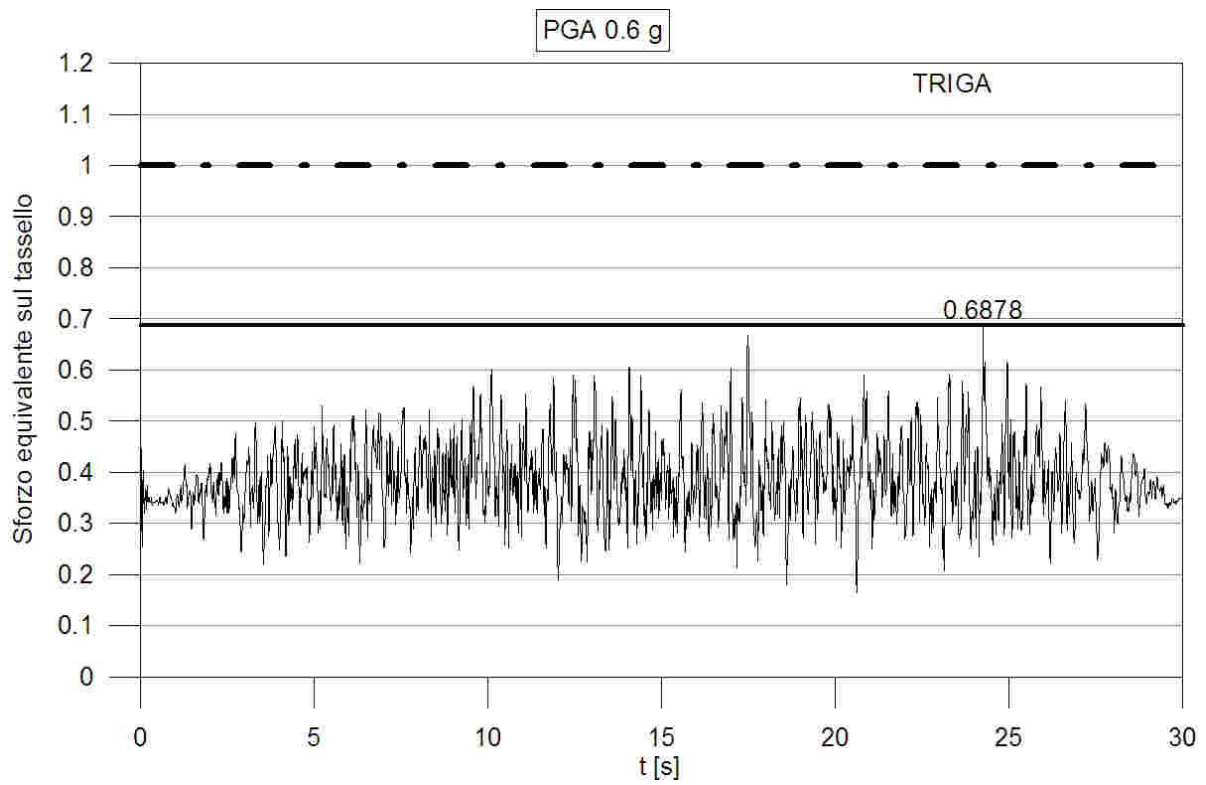


Fig. 100 Sforzo equivalente nel tassello TRIGA, run con PGA 0.6 g

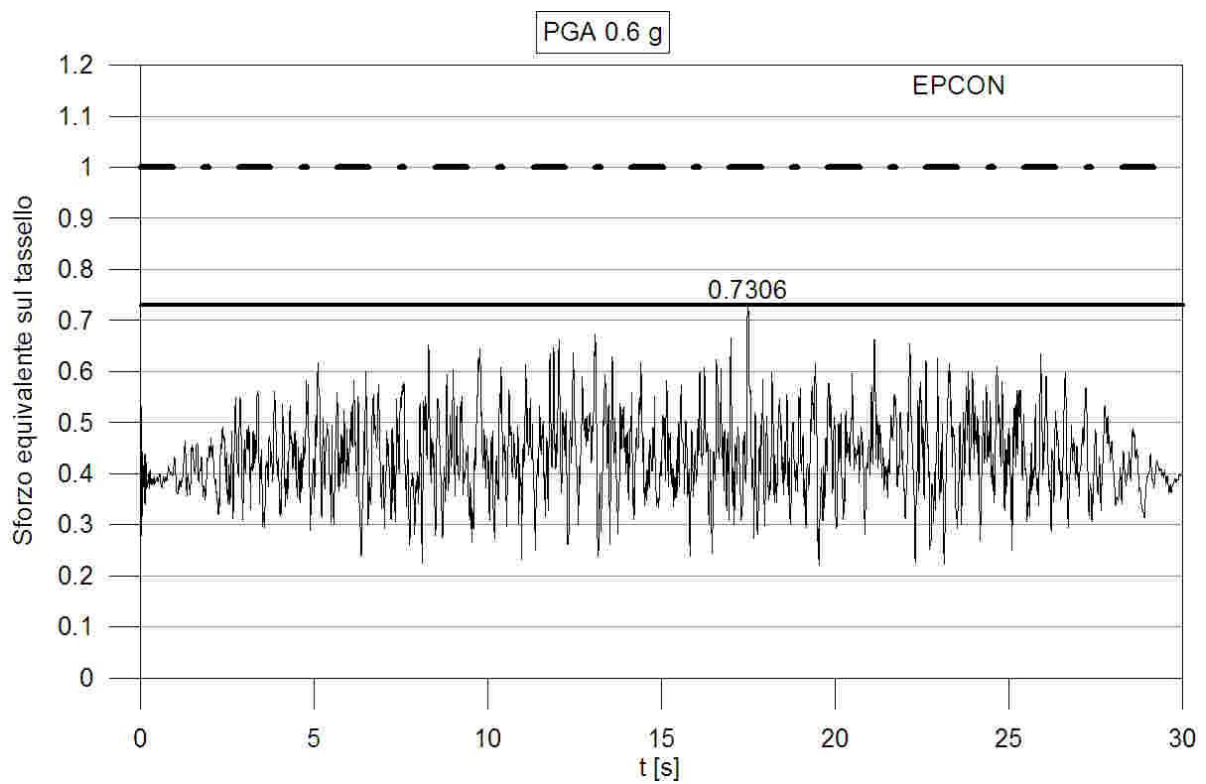


Fig. 101 Sforzo equivalente nel tassello EPCON, run con PGA 0.6 g

4.5.4. PGA 0.8 g

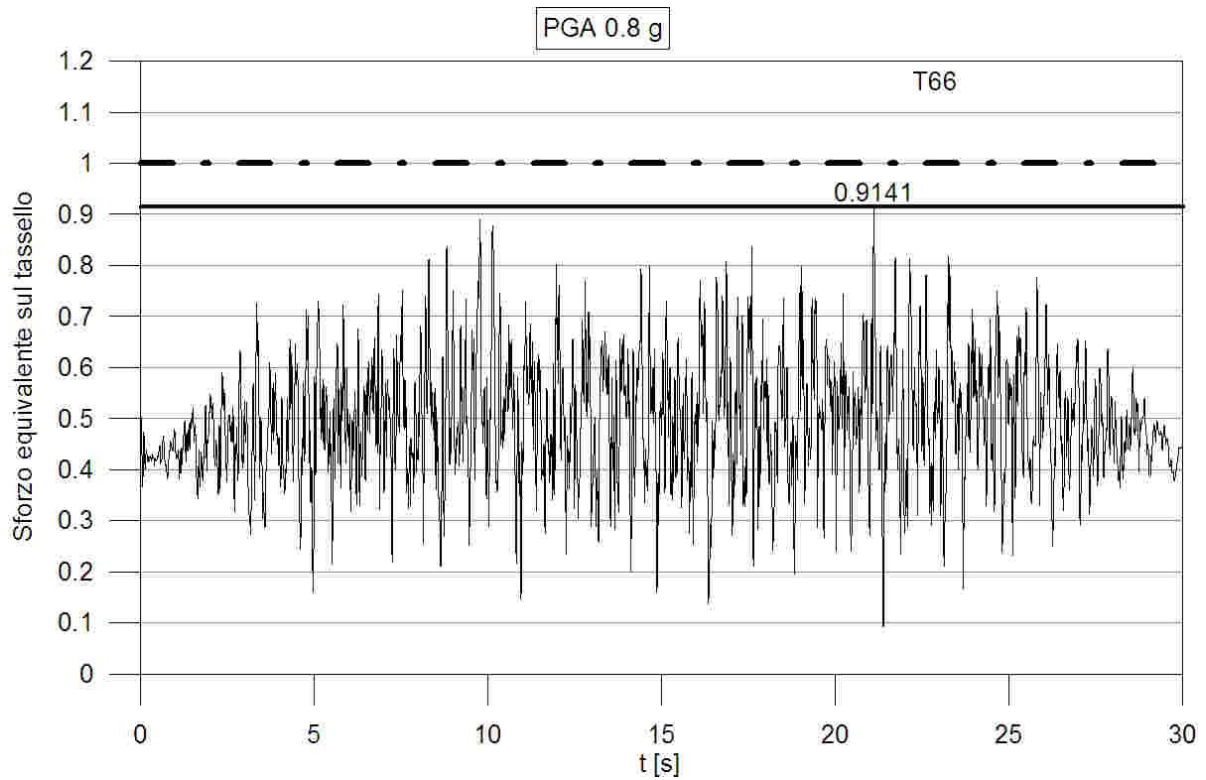


Fig. 102 Sforzo equivalente nel tassello T66, run con PGA 0.8 g

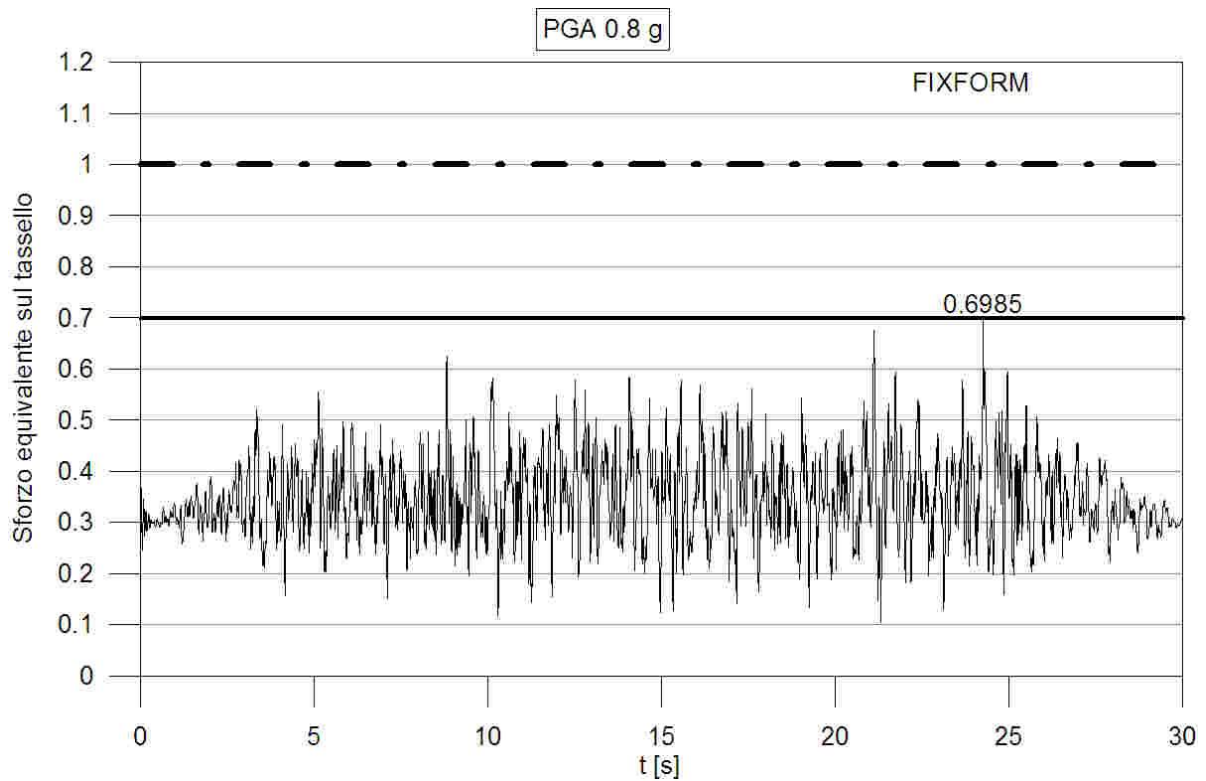


Fig. 103 Sforzo equivalente nel tassello FIXFORM, run con PGA 0.8 g

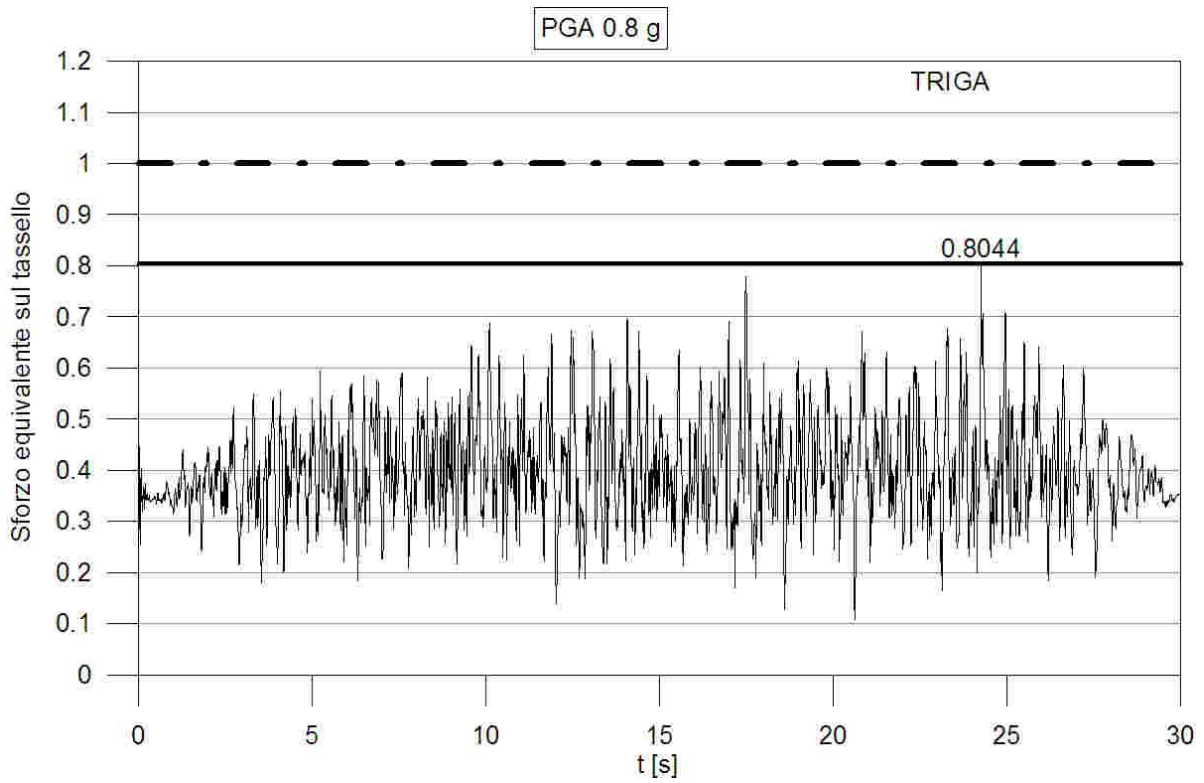


Fig. 104 Sforzo equivalente nel tassello TRIGA, run con PGA 0.8 g

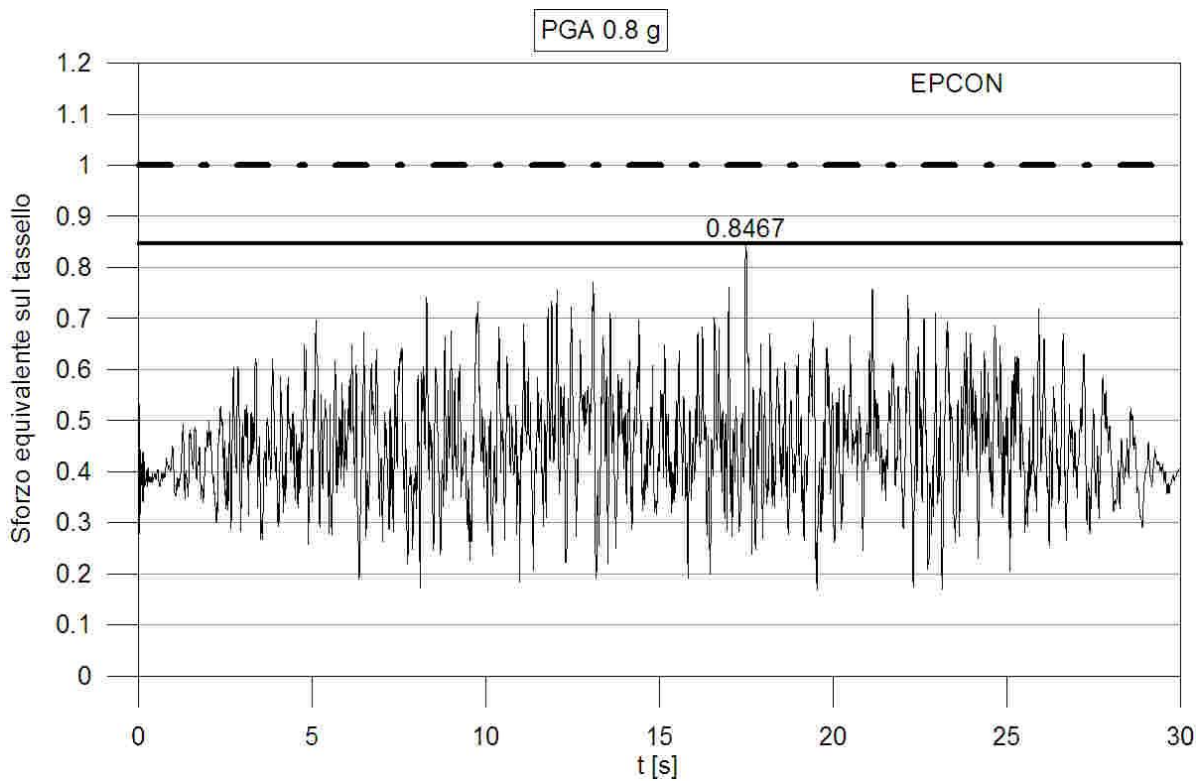


Fig. 105 Sforzo equivalente nel tassello EPCON, run con PGA 0.8 g

4.5.5. PGA 0.9 g

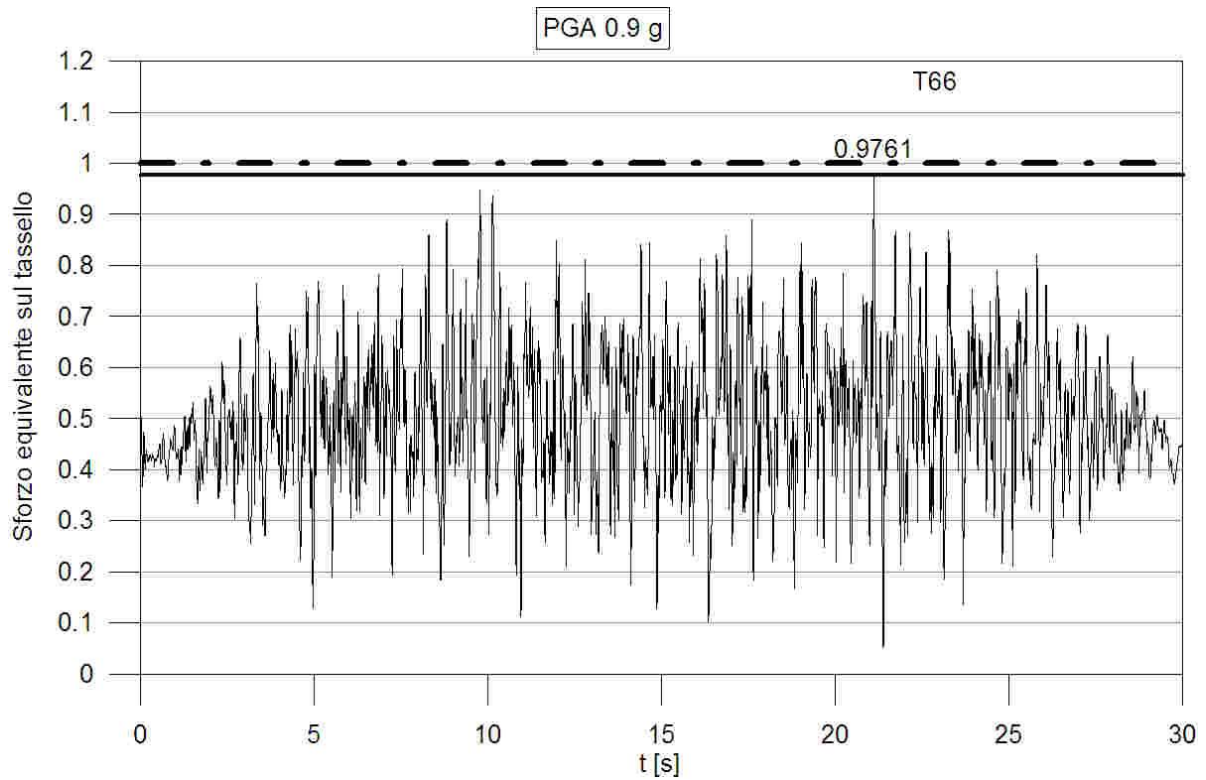


Fig. 106 Sforzo equivalente nel tassello T66, run con PGA 0.9 g

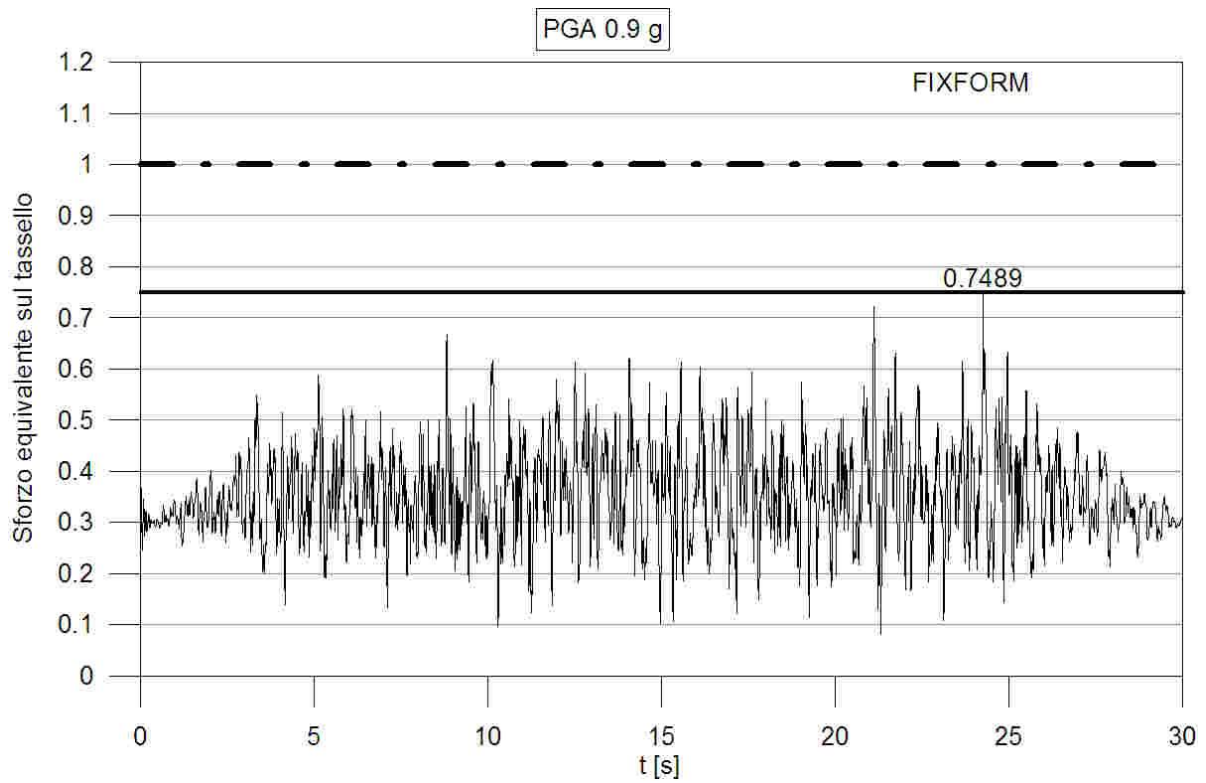


Fig. 107 Sforzo equivalente nel tassello FIXFORM, run con PGA 0.9 g

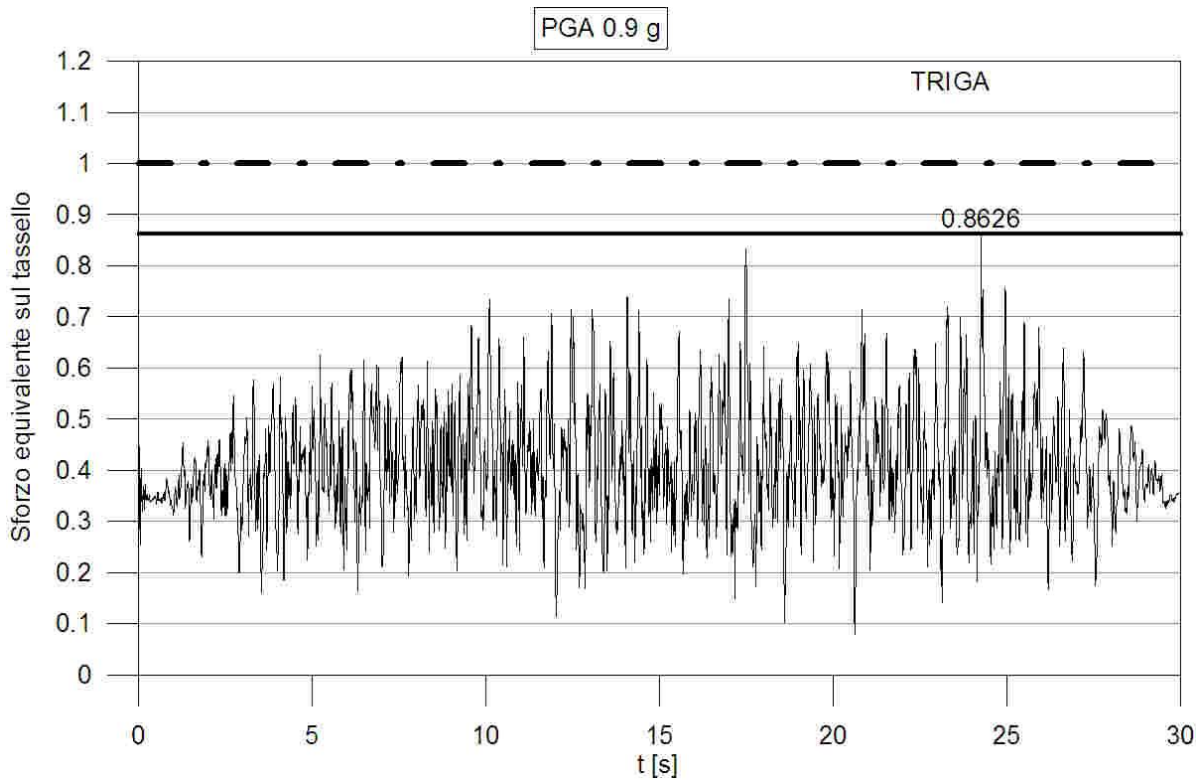


Fig. 108 Sforzo equivalente nel tassello TRIGA, run con PGA 0.9 g

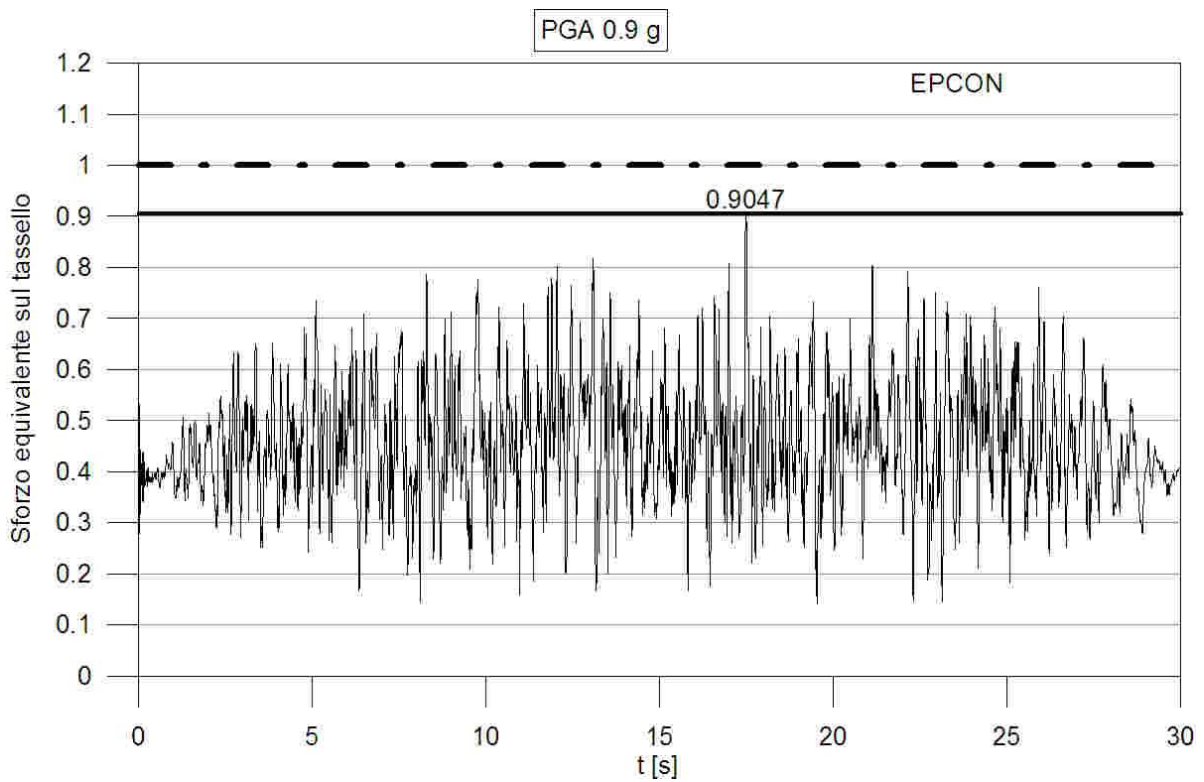


Fig. 109 Sforzo equivalente nel tassello EPCON, run con PGA 0.9 g

4.5.6. COMMENTI

Dai risultati ottenuti attraverso il modello globale si evidenzia come il telaio di supporto sia estremamente rigido, pertanto l'accelerazione subita dalle masse è solo di poco amplificata rispetto all'accelerazione alla base. Questo rende l'apparato strumentale adatto a simulare il comportamento di elementi non strutturali e sistemi di fissaggio in diverse condizioni di esercizio, infatti i run crescenti della prova progettata possono essere interpretati come l'amplificazione subita dall'accelerazione alla base lungo l'altezza dell'edificio.

Osservando i grafici appare inoltre evidente come le ipotesi fatte sul criterio di rottura siano molto semplificate perché non tengono conto né di effetti secondari quali lo sfilamento o il martellamento né della storia tensionale. Per questo motivo abbiamo scelto di analizzare nel dettaglio il comportamento del tassello plastico mediante un modello locale che riassume le caratteristiche non lineari di tutti i materiali impiegati e che permetta di studiare ne dettaglio l'evoluzione delle tensioni durante la prova.

4.6.RISULTATI DELLE SIMULAZIONI, MODELLO LOCALE

E' stato simulato il lancio più gravoso (PGA 0.9 g) in modo da analizzare nel dettaglio le modalità di rottura dell'ancoraggio. Abbiamo utilizzato come input le accelerazioni lungo le tre direzioni principali "lette" nel modello globale nel baricentro della massa collegata col tassello plastico ed abbiamo valutato gli spostamenti e le forze totali di trazione e taglio che sollecitano il tassello e la vite durante la prova.

Come abbiamo visto nel paragrafo 0 il modello locale è stato tarato in modo da riprodurre il comportamento statico del tassello per sollecitazioni lungo il proprio asse o trasversalmente ad esso, assumendo una legge non lineare isteretica in modo da estendere questo comportamento alle sollecitazioni di tipo dinamico.

Presentiamo ora i risultati ottenuti, la simulazione si è interrotta con divergenza dopo 8.1 secondi per rottura dell'insieme vite-tassello.

4.6.1. SPOSTAMENTI DELLA TESTA DELLA VITE

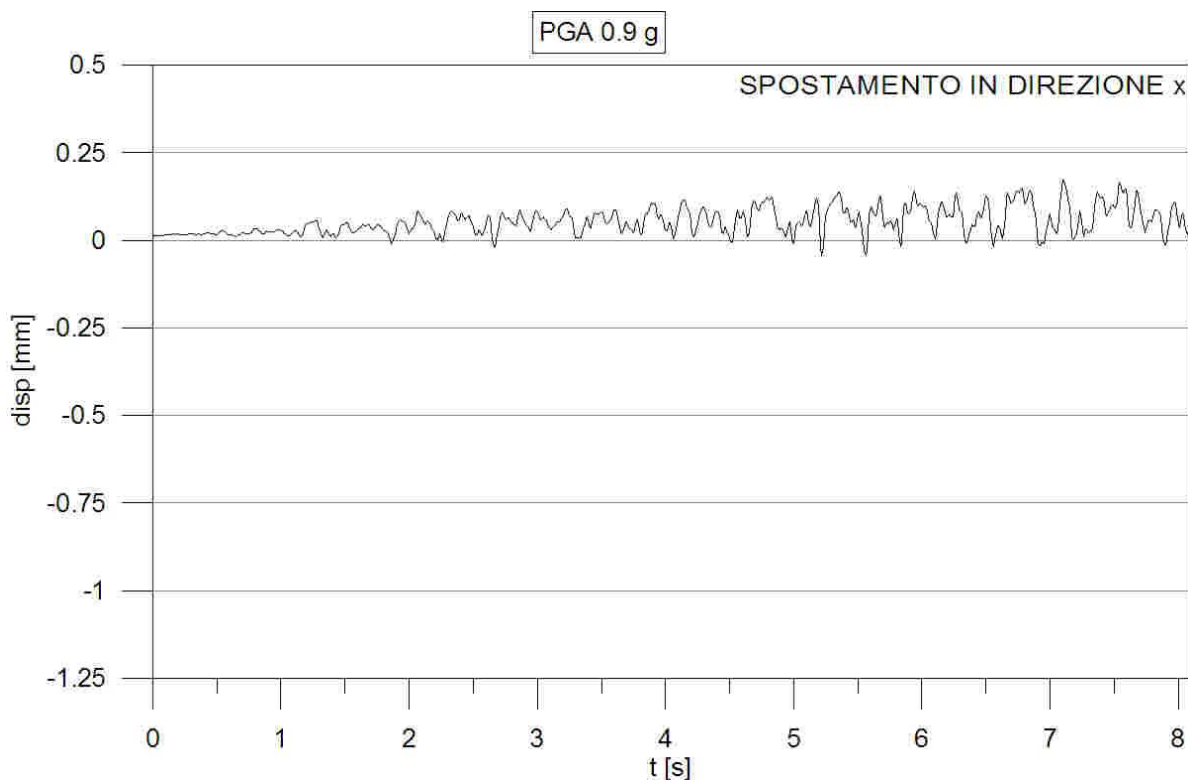


Fig. 110 Spostamento della vite in direzione x

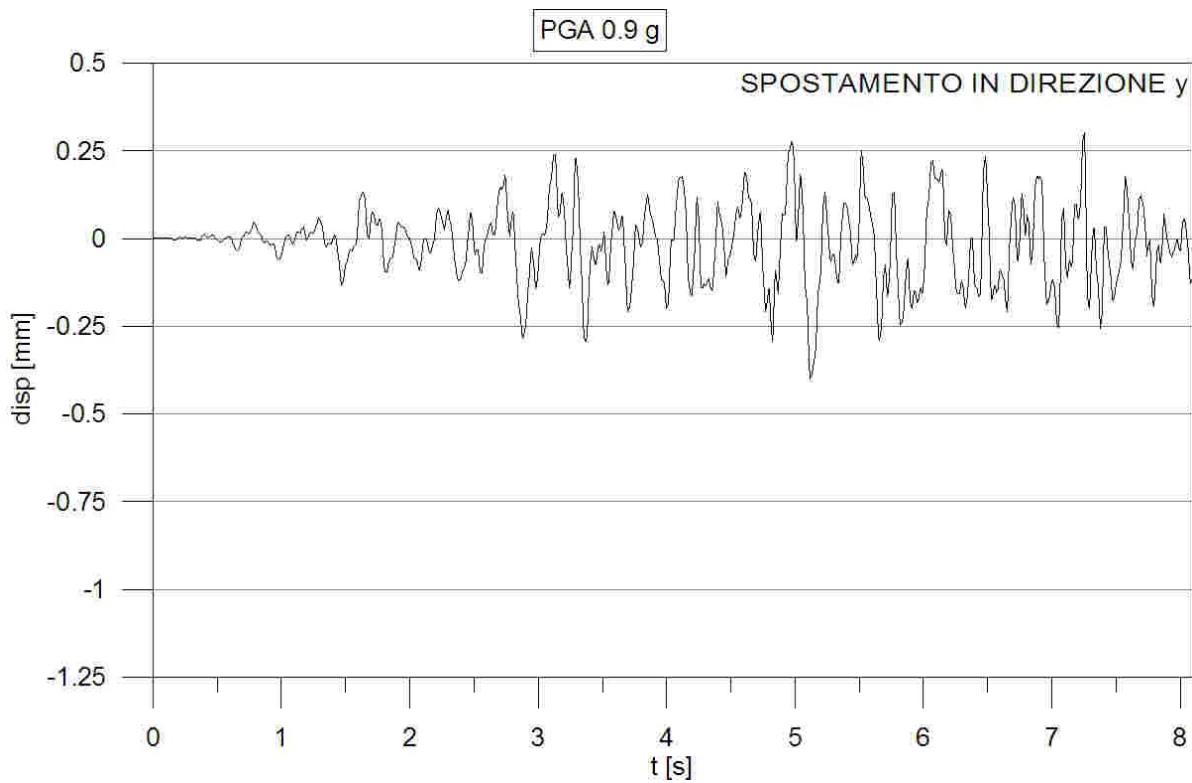


Fig. 111 Spostamento della vite in direzione y

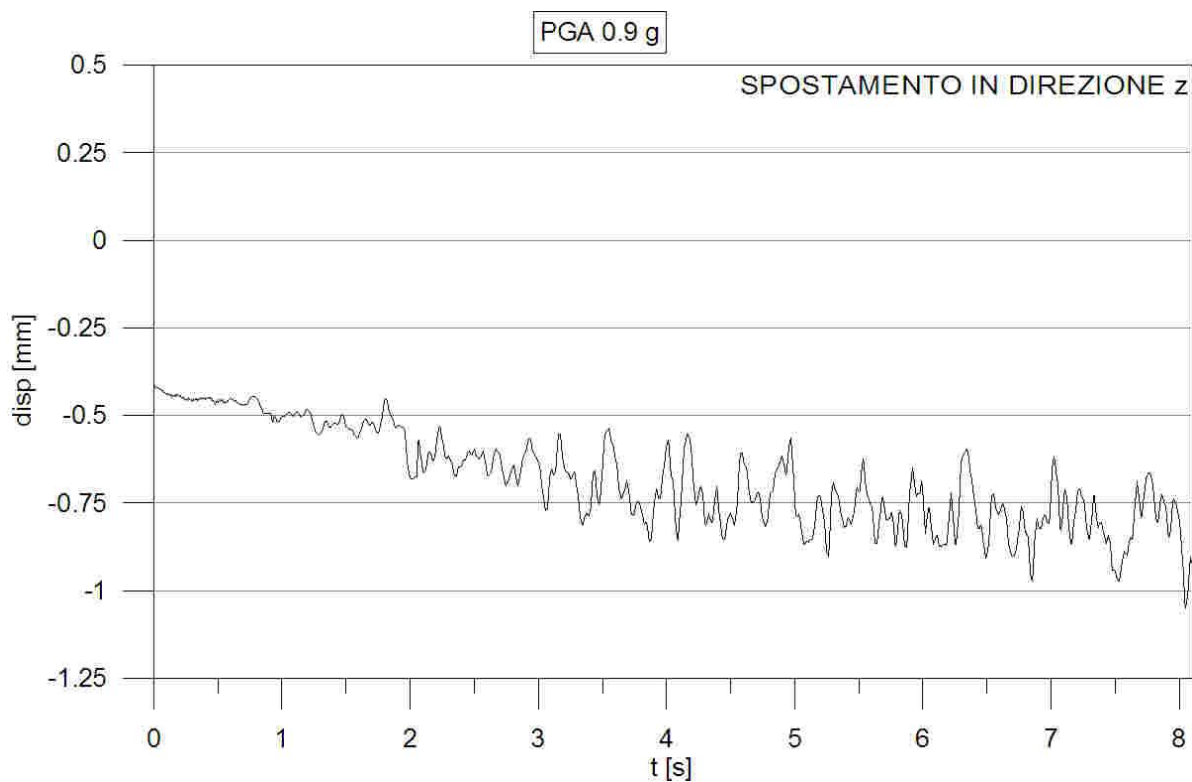


Fig. 112 Spostamento della vite in direzione z

Osservando i grafici riportati, si può notare in particolare come vi sia un acculo di deformazioni permanenti soprattutto lungo le direzioni x e z, cioè la direzione di estrazione del tassello e la direzione verticale.

Questo ci suggerisce che è importante considerare la storia di carico prima del singolo run della prova in quanto le deformazioni accumulate durante gli step precedenti sono irreversibili.

4.6.2. FORZE SULLA TESTA DELLA VITE

Nel modello utilizzato per le analisi, il baricentro della massa e la testa della vite sono collegati da link rigidi. Questa schematizzazione è stata introdotta per poter valutare gli effetti dell'eccentricità della massa sul tassello così da poter cogliere l'amplificazione della trazione sulla vite, così come spiegato nel capitolo 4.4.

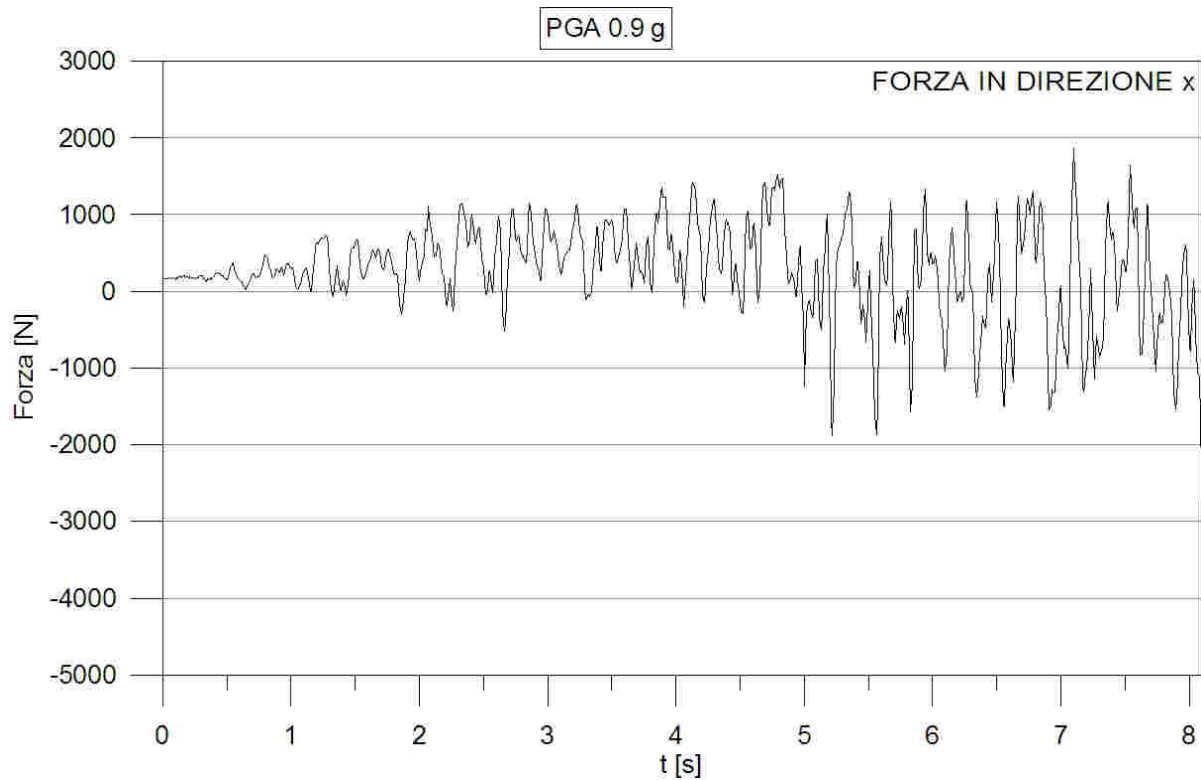


Fig. 113 Forza sulla vite in direzione x

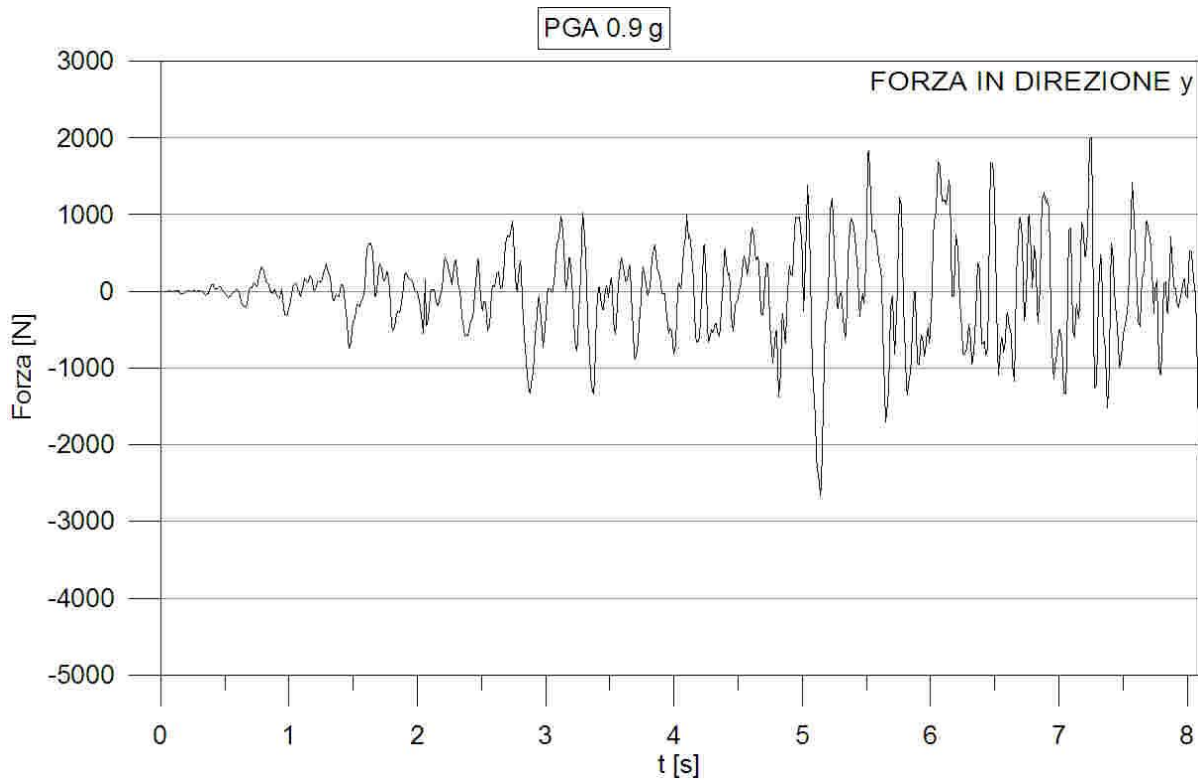


Fig. 114 Forza sulla vite in direzione y

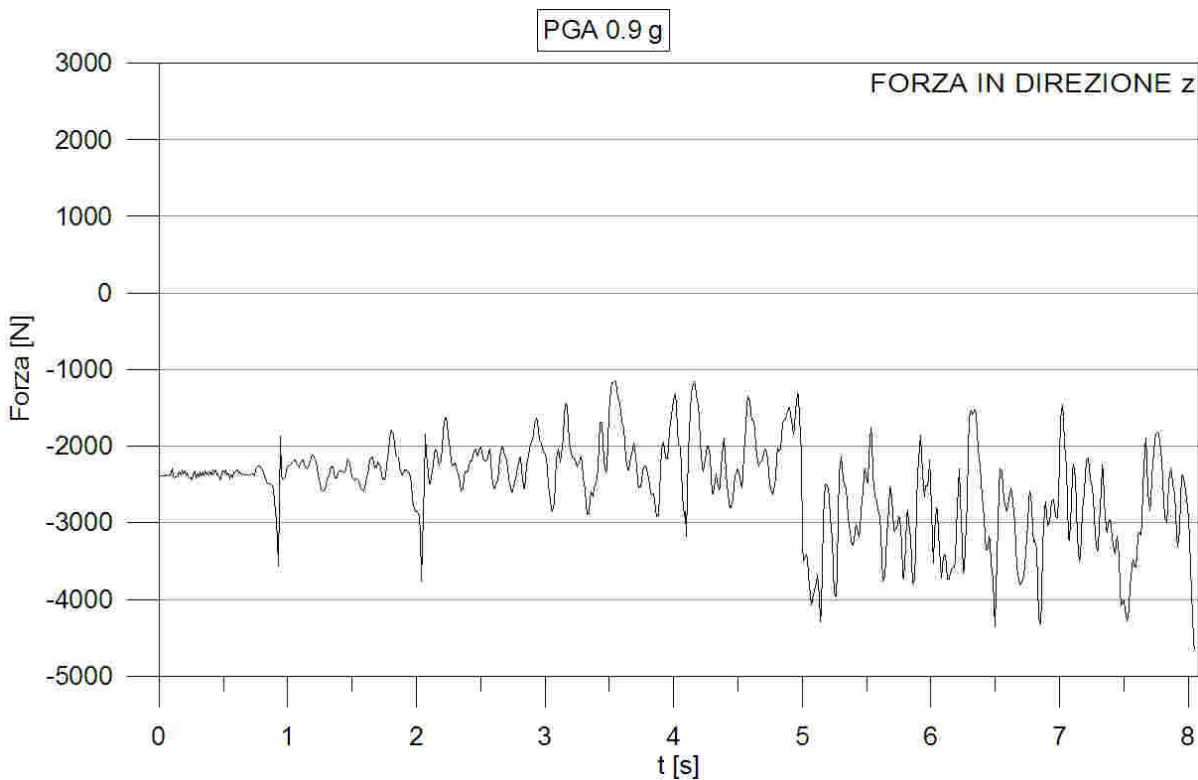


Fig. 115 Forza sulla vite in direzione z

Si può osservare come in corrispondenza della rottura le forze in direzione x e z aumentino significativamente.

Calcoliamo quindi lo sforzo equivalente adimensionalizzato sul tassello secondo la procedura introdotta nel capitolo 4.4.

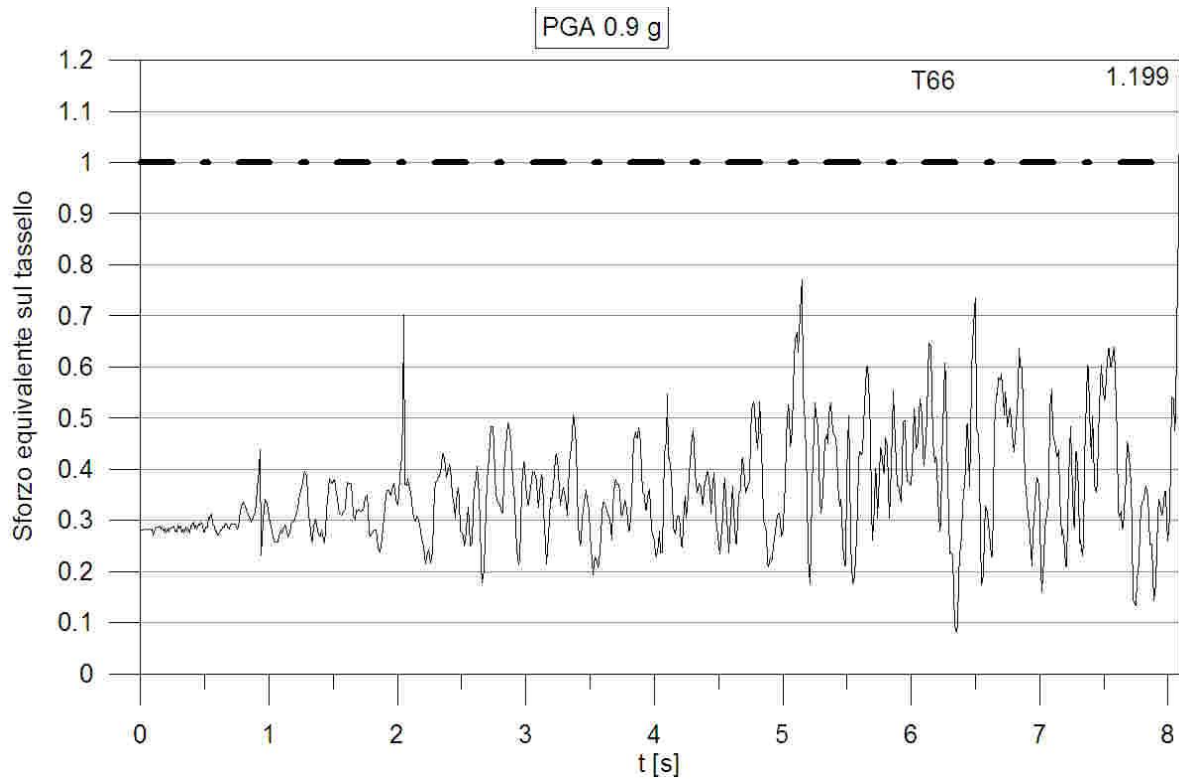


Fig. 116 Sforzo equivalente nel tassello T66, run con PGA 0.9 g, modello locale

Si può osservare come al termine della prova la sollecitazione adimensionalizzata nel tassello sia maggiore dell'unità, pertanto il tassello può ritenersi rotto anche seguendo quest'approccio di verifica.

4.6.3. COMMENTI

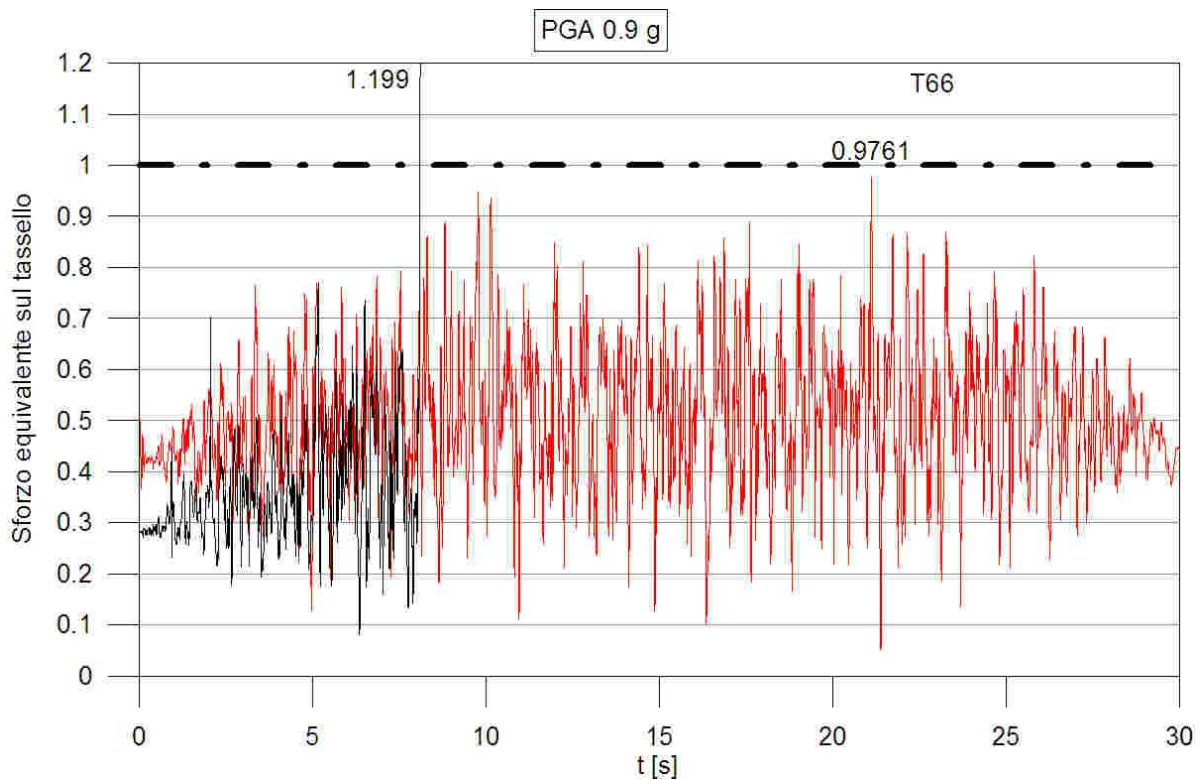


Fig. 117 Sforzo equivalente nel tassello T66, run con PGA 0.9 g, confronto tra modello globale e locale

Confrontando i risultati ottenuti attraverso i due modelli globale e locale, si può osservare come nel modello globale sia stato sovrastimato il contributo del peso della massa in condizioni statiche, infatti la curva è traslata verso l'alto. Le sollecitazioni valutate mediante i due modelli, tuttavia, hanno un andamento qualitativo e quantitativo simile nei primi otto secondi della prova, salvo poi differenziarsi evidentemente quando il modello locale evidenzia la rottura.

Per rifinire ulteriormente l'analisi, sarebbe necessario simulare tutti i run della prova ed utilizzare ciascuno step come condizione iniziale per lo step successivo, inoltre potrebbe essere significativo modellare interamente la massa collegata in modo da evidenziare anche i fenomeni di martellamento che potrebbero lesionare il calcestruzzo in prossimità dell'ancoraggio e ridurre la resistenza dell'insieme vite-tassello.

5. CONCLUSIONI

Nel presente studio abbiamo progettato una prova di laboratorio atta a caratterizzare il comportamento degli ancoraggi di elementi non strutturali ad elementi strutturali degli edifici. Il progetto si è articolato attraverso diverse fasi:

- generazione di accelerogrammi compatibili con le norme e con i limiti operativi della tavola vibrante;
- modellazione del telaio di supporto;
- simulazione numerica delle diverse fasi della prova.

Abbiamo visto come per ottenere accelerogrammi compatibili con i requisiti imposti sia stato necessario utilizzare diversi metodi tra cui l'applicazione di filtri nel campo delle frequenze e l'aggiunta di onde wavelets. Successivamente gli accelerogrammi sono stati scalati in modo da ottenere i segnali di input per le diverse fasi della prova.

Abbiamo poi modellato il telaio di supporto con diversi tipi di modelli in modo da confrontare i risultati ottenuti, validato il modello definitivo sono state eseguite cinque simulazioni con livello di accelerazione crescente in modo da simulare la prova nella sua interezza.

I risultati ottenuti mostrano come le sollecitazioni totali nei tasselli, calcolate combinando ed adimensionalizzando gli sforzi normale e di taglio, siano di forte entità, pertanto si ritiene che durante la prova si avrà rottura dei tasselli e, quindi, sarà possibile caratterizzare interamente il comportamento degli ancoraggi per azioni di tipo sismico.

I risultati delle simulazioni dovranno essere confrontati con quelli registrati in laboratorio, eventuali differenze saranno da attribuire alle semplificazioni introdotte nel modello che non tiene conto dello sfilamento dei tasselli dal muro e della storia di carico essendo stato ciascun run della prova calcolato con le medesime condizioni iniziali.

6. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

AC156 - "Acceptance criteria for seismic certification by shake-table testing of nonstructural components", Whittier, California: ICC-ES, 2010 rev. 02-2012.

DM 14-01-2008 "Norme tecniche per le costruzioni", SO n.30 G.U. n.29 del 4/2/2008.

ASCE standard ASCE/SEI 7-10 "Minimum design loads for buildings and other structures", American Society of Civil Engineer, Reston, Virginia, 2010.

IEEE Std 693-2005 "Recommended practice for seismic design of substations", IEEE power engineering society, 2005.

FEMA 461-2007 "Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2007.

ITW Construction s.r.l. "2010 Catalogo Elematic.", 2009.

Y. Hosokawa [1992]. "Post-installed anchor bolts subjected to tension", The 10th World Conference on Earthquake Engineerin, 1992, Balkema, Rotterdam.

A.G. Razaqpur, S. Foo, A. Mostafa, M. Saatcioglu [2008]. "Seismic response of three types of post-installed anchors in concrete", The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.

R. Retamales, G. Mosqueda, A. Filiatrault, A. Reinhorn [2008]. "Experimental evaluation of nonstructural components Under full-scale floor motions", The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.

H. Akhlaghi, A.S. Moghadam [2008]. "Height-Wise Distribution of Peak Horizontal Floor Acceleration (PHFA)", The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.

S. Kucukarslan, Y. Kumbasar [2010]. "An Approximate Dynamic Analysis of Multistory Structures", Continuum Mechanics, Fluids, Heat, WEAS press, pp. 297-301.

S.R. Chaudhuri, T.C. Hutchinson [2004]. "Distribution of peak horizontal floor acceleration for estimating nonstructural element vulnerability", The 13th World Conference on Earthquake Engineering August 1-6, 2004, Vancouver, B.C., Canada, paper n. 1721.

M.S. Hoehler, M. Panagiotou, J.I. Restrepo, J.F. Silva, L. Floriani, U. Bourgund, H. Gassner [2009]. "Performance of suspended pipes and their anchorages during shake table testing of a seven-story building." Earthquake spectra (Earthquake engineering research institute) 25, n. 1 (2009), pp. 71-91.

R. Villaverde [1996]. "Earthquake resistant design of secondary structures: a report on the state of the art." Proc., 11th World Conf. on Earthquake Engineering (CD-ROM), Elsevier Science Ltd., Oxford, England.

R. Villaverde [1996]. "A proposed replacement for the seismic code provisions for nonstructural for non structural components in buildings" Proc., 11th World Conf. on Earthquake Engineering, paper n. 643, Elsevier Science Ltd., Oxford, England.

N.A. Abrahamson [1992] "Non-stationary spectral matching," *Seismological Research Letters* 63(1), 30.

N.A. Abramson [1992]. "Generation of spatially incoherent strong motion time histories", *Earthquake engineering, 10th World Conference 1992 Balkema, Rotterdam*. ISBN 90 5410 060 5.

J. Hancock, J.J. Bommer, P.J. Stafford [2008] "Numbers of scaled and matched accelerograms required for inelastic dynamic analyses," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 37, pp. 1585-1607.

K. Lilhanand, W.S. Tseng [1987]. "Generation of synthetic time histories compatible with multiple damping design response spectra", *SMiRT-9. Lausanne, Switzerland, K2/10*, pp. 105–110.

M.K. Kaul [1978]. "Spectrum-consistent time-history generation", *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 104, No. EM4, 781-788.

G.Tecchio, M.Grendene, C.Modena [2011]. "Spatial variability of earthquake ground motion: effects on seismic response of long multi-span girder bridges", *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURODDYN 2011, Leuven, Belgium, 4-6 July 2011*.

Timoty J. Sullivan, Rui Pinho, Alberto Pavese [2004]. "An introduction to structural testing techniques in earthquake engineering", *European school for advanced studies in reduction of seismic risk, educational report n. ROSE-2004/01*.

A. M. Reinhorn F.ASCE, K. P. Ryu, G. Maddaloni [2010]. "Advances in Seismic Qualifications of Suspended Ceilings Results of NEES-GC Initiative", *Structures Congress, ASCE, 2010*.

A. M. Reinhorn F.ASCE, K. P. Ryu, G. Maddaloni [2010]. "Modeling and seismic evaluation of nonstructural components: testing frame for experimental evaluation of suspended ceiling systems", *Technical report MCEER-10-0004,30-06-2010*.

G. Maddanoni [2010]. "Le tavole vibranti biassiali del crdc amra: procedure di calibrazione e progetto di un sistema di isolamento", *tesi di dottorato, Università degli studi di Napoli Federico II, facoltà di ingegneria*.

M.Esposito, E. Cosenza, I. Iervolino [2010]. "Accelerogrammi spettrocompatibili per la progettazione delle strutture: valutazione comparativa della risposta sismica", *tesi, Università degli studi di Napoli Federico II, facoltà di ingegneria strutturale*.

M. Abate, C. Modena [2011]. "Studio del comportamento sismico e progetto di prove dinamiche di sistemi di ancoraggio per elementi non strutturali", *tesi, Università degli studi di Padova, facoltà di ingegneria*.

H. Walter [1999]. "Modelisation 3d par elements finis du contact avec Frottement et de l'endommagement du beton: application a L'etude de fixations ancrees dans une structure en beton.", *tesi, INSAL – ECL -UCB. Lyon – Univ. De Chambéry – ENS*

SIMQKE_GR version 2.6 – 17/04/2011, prof. Piero Gelfi, università di Brescia.

Diana rel. 9.4.4, TNODIANA b.v. Documentazione On-line: <http://www.midasuser.com>.

SeismoSignal 4.3.0, SeismoSoft. Documentazione On-line: <http://www.seismosoft.com>.

SeismoMatch 1.3.0, SeismoSoft. Documentazione On-line: <http://www.seismosoft.com>.

Straus7 rel. 2.3.3, G+DComputing Pty Ltd. Documentazione On-line: <http://www.straus7.com>.

ALLEGATO A: Valutazione della variazione dell'accelerazione lungo l'altezza dell'edificio, approccio di Retamales et al. (2008)

Un metodo per calcolare la variazione dell'accelerazione lungo l'altezza di un generico edificio, proposto da Retamales e al. (2008) consiste nel modellare la struttura multipiano come una coppia di travi connesse da infiniti rigid link l'una resistente a flessione e l'altra resistente a taglio.

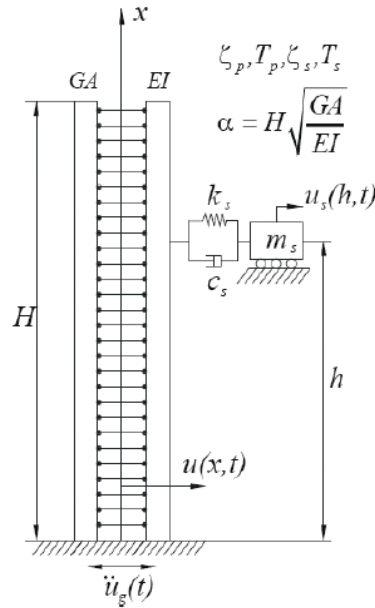


Fig. 118 Modello semplificato di un edificio multipiano (Retamales et al., 2008)

Se GA è la rigidezza a taglio della struttura alla base e EI la rigidezza flessionale della struttura alla base, definiamo “rigidezza relativa” (α) il rapporto:

$$\alpha = H \sqrt{\frac{GA}{EI}}$$

Dove H è l'altezza della struttura.

In generale possiamo calcolare:

- accelerazione assoluta lungo l'altezza dell'edificio;
- accelerazione assoluta subita da un sistema secondario (a 1 gdl) ad una data quota della struttura;
- spostamenti generalizzati di interpiano

mediante le formule seguenti:

$$S_{\ddot{u}^T(x,\omega)} = \left\{ \begin{array}{l} S_{\ddot{u}_g(\omega)} - 2S_{\ddot{u}_g(\omega)} \sum_{n=1}^{N_m} \sum_{m=1}^{N_m} \gamma_n \varphi_n(x) [1 + H_n(\omega)(\omega_n^2 + 2i\zeta_n \omega \omega_n)] + \dots \\ S_{\ddot{u}_g(\omega)} \sum_{n=1}^{N_m} \sum_{m=1}^{N_m} \gamma_n \gamma_m \varphi_n(x) \varphi_m(x) [1 - 2H_n(\omega)(\omega_n^2 + 2i\zeta_n \omega \omega_n)] + \dots \\ \sum_{n=1}^{N_m} \sum_{m=1}^{N_m} \gamma_n \gamma_m \varphi_n(x) \varphi_m(x) \omega_n \omega_m [\omega_n \omega_m + 4\zeta_n \zeta_m + 2i\omega(\omega_m \zeta_n - \omega_n \zeta_m)] S_{\ddot{u}_g(\omega)} H_n(\omega) H_m^*(\omega) \\ S_{\ddot{u}_s^T(h,\omega,\omega_s)} = S_{\ddot{u}^T(h,\omega)} (4\zeta_s^2 \omega_s^2 \omega^2 + \omega_s^4) H_s(\omega) H_s^*(\omega) \\ S_{\theta(x,\omega)} = S_{\ddot{u}_g(\omega)} \sum_{n=1}^{N_m} \sum_{m=1}^{N_m} \gamma_n \gamma_m \frac{d\varphi_n}{dx}(x) \frac{d\varphi_m}{dx}(x) H_n(\omega) H_m^*(\omega) \end{array} \right.$$

Con:

$$H_s(\omega) = (\omega_s^2 - \omega^2 + 2i\zeta_s \omega \omega_s)^{-1}$$

$$H_n(\omega) = (\omega_n^2 - \omega^2 + 2i\zeta_n \omega \omega_n)^{-1}$$

Dove:

- H_s : frequency response function dell'elemento secondario;
- ω_s : frequenza naturale propria dell'elemento secondario;
- ζ_s : fattore di smorzamento dell'elemento secondario;
- H_n : frequency response function della struttura;
- ω_n : frequenza naturale propria dell'n-esimo modo di vibrare della struttura;
- ζ_n : fattore di smorzamento corrispondente all'n-esimo modo di vibrare della struttura;
- γ_n : fattore di partecipazione modale dell'n-esimo modo di vibrare della struttura;
- φ_n : forma modale dell'n-esimo modo di vibrare della struttura;
- $i: \sqrt{-1}$
- N_m : numero di modi di vibrare considerati nell'analisi.

Nello studio di Retamales, le equazioni introdotte sono state applicate per valutare il comportamento di diverse strutture caratterizzate da $\alpha=0,5$ o 10 , periodo proprio di vibrazione T_p variabile tra $0,1$ e 5 s e fattore di smorzamento $\zeta_n = 5\%$ per ciascun modo di vibrare, considerando sistemi secondari non strutturali caratterizzati da un periodo proprio T_s variabile tra 0 e 5 s anch'essi con fattore di smorzamento ζ_s pari al 5% dello smorzamento critico.

Sono stati considerati i primi 10 modi di vibrare della struttura.

Analizzando il comportamento del modello al variare dei parametri con un'analisi statistica stocastica, è possibile introdurre una funzione di amplificazione lungo l'altezza indipendente dalle caratteristiche specifiche della struttura (α, T_p), la curva che meglio descrive tale amplificazione è quella data dall'equazione:

$$FRS_{factor} \left(\frac{h}{H} \right) = 1 + 10 \frac{h}{H} - 19,4 \left(\frac{h}{H} \right)^2 + 12,4 \left(\frac{h}{H} \right)^3$$

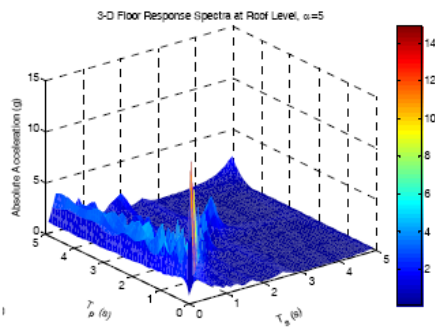


Figure 4. Example of 3D-FRS for $\alpha=5$, roof level ($h/H=1$)

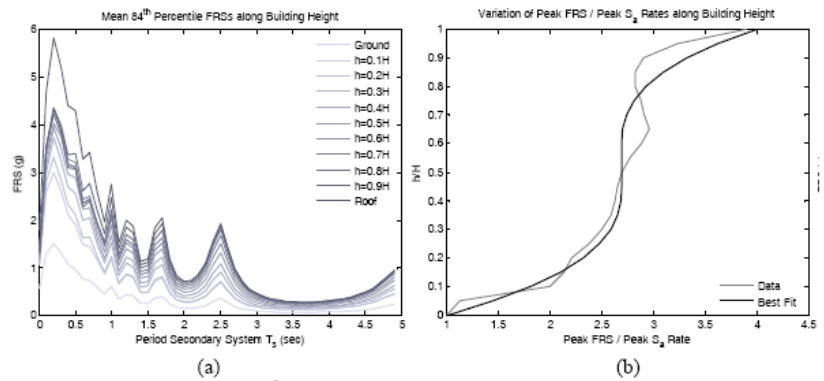


Figure 5. (a) Mean 84th percentile FRS along building height; and (b) Floor response spectra extrapolation factor

Fig. 119 Fattore FRS proposto da Retamales et al. [2008] (estratto)

Dove FRS_{factor} è il rapporto tra l'accelerazione massima alla quota adimensionalizzata (h/H) e l'accelerazione massima al suolo.

In questa fase preliminare non abbiamo applicato la correzione per tenere conto della diversa rigidezza del telaio di prova rispetto all'edificio reale in quanto la prova progettata è atta a caratterizzare i sistemi di fissaggio in una configurazione generica, quindi del tutto svincolata dall'edificio specifico. Per questa ragione sono stati definiti diversi step di carico in modo arbitrario con richiesta di resistenza via via crescente, sarebbe tuttavia possibile calcolare l'altezza equivalente ai diversi accelerogrammi una volta definite le caratteristiche dell'edificio.

ALLEGATO B: Modified Maekawa Concrete Model

Elasto-plastic Damage Model

Il modello di Maekawa è stato sviluppato sulla base dei risultati sperimentali di prove di carico ciclico in condizioni bi-assiali e tri-assiali.

Nell'ipotesi di calcestruzzo confezionato con inerti normali e con resistenza a compressione compresa tra 15 e 50 MPa, il comportamento del calcestruzzo viene descritto attraverso quattro parametri (K, F, H, D).

In primo luogo dev'essere determinata la deformazione elastica, successivamente viene determinato il fattore di fessurazione (K), calcolato in funzione degli invarianti del tensore di deformazione.

Il modello assume che la rigidezza iniziale a taglio del calcestruzzo, venga ridotta a causa della fessurazione, in particolare sarà $G=G_0K$ con K compreso tra 0 e 1, dove se $K=0$ il calcestruzzo è completamente danneggiato, mentre se $k=1$ il calcestruzzo non ha ancora subito danni.

Per determinare la rigidezza a taglio del calcestruzzo danneggiato, il tensore degli sforzi e la matrice di rigidezza del calcestruzzo danneggiato sono formulati in funzione del parametro K , degli invarianti del tensore delle deformazioni e di altri parametri elastici secondo le formule seguenti:

$$K = e^{\left\{ \frac{F}{3.25} \left[1 - e^{\left(\frac{-F}{0.8} \right)} \right] \right\}}$$

$$F = \frac{\sqrt{2}J_{2e}}{0.23\varepsilon_0 + \sqrt{3}|I_{1e}|} \cdot \frac{1}{5} \left[\frac{3\sqrt{3}}{2} \left(\frac{J_{3e}}{J_{2e}} \right)^3 + 6 \right]$$

$$H = \frac{9}{10} b\varepsilon_0 \left(\frac{J_{2e}}{\varepsilon_0} \right)^3$$

$$D = \frac{-1+2\nu}{\sqrt{3}(1+\nu)} K^2 + \frac{\sqrt{2}I_{1e} + 0.38\varepsilon_0}{0.28\varepsilon_0} (1 - K)^2$$

Il coefficiente ε_0 è un coefficiente legato alle caratteristiche elastiche del calcestruzzo (E, ν) ed alla resistenza ultima a compressione (f_c), calcolato come:

$$\varepsilon_0 = 1.6(1 + \nu) \frac{f_c}{E}$$

I coefficienti scalari I_{1e}, J_{2e}, J_{3e} sono rispettivamente il primo, il secondo ed il terzo invariante della matrice di deformazione elastica, vengono determinati mediante le formule seguenti:

$$I_{1e} = \frac{1}{3} \varepsilon_{eii}$$

$$J_{2e} = \sqrt{\frac{1}{2} \varepsilon_{eij} \varepsilon_{eij}}$$

$$J_{3e} = \sqrt[3]{\frac{1}{3} \varepsilon_{eij} \varepsilon_{ejk} \varepsilon_{eki}}$$

Dove:

$$e_{eij} = \varepsilon_{eij} - \delta_{ij} I_{1e}$$

Con e_{eij} tensore deviatorico elastico ed ε_{eij} tensore di deformazione elastica.

La funzione di danneggiamento K rappresenta il degrado della resistenza a taglio del calcestruzzo per effetto del danneggiamento ed include anche l'effetto dei difetti del materiale; il parametro F esprime l'intensità della tensione all'interno del calcestruzzo che fa progredire il danneggiamento sotto un certo livello di confinamento; la funzione H indica il grado di incrudimento plastico nel calcestruzzo danneggiato; infine la funzione D indica la dilatazione plastica indotta dalla deformazione plastica lungo i difetti interni.

Cracked Concrete Model

Il modello elasto-plastico di danno rimane valido fino al raggiungimento della resistenza a trazione del calcestruzzo lungo le direzioni principali di deformazione. Oltre questo limite il calcestruzzo è fessurato ed il metodo di Maekawa modificato prevede di utilizzare il modello "cracked concrete" per descrivere i successivi step di carico.

Nel modello "cracked concrete" viene valutata la tensione corrispondente alla deformazione raggiunta lungo ciascuna direzione principale di deformazione.

In caso di cicli di carico-scarico-ricarico il modello è in grado di riprodurre il fenomeno di isteresi.

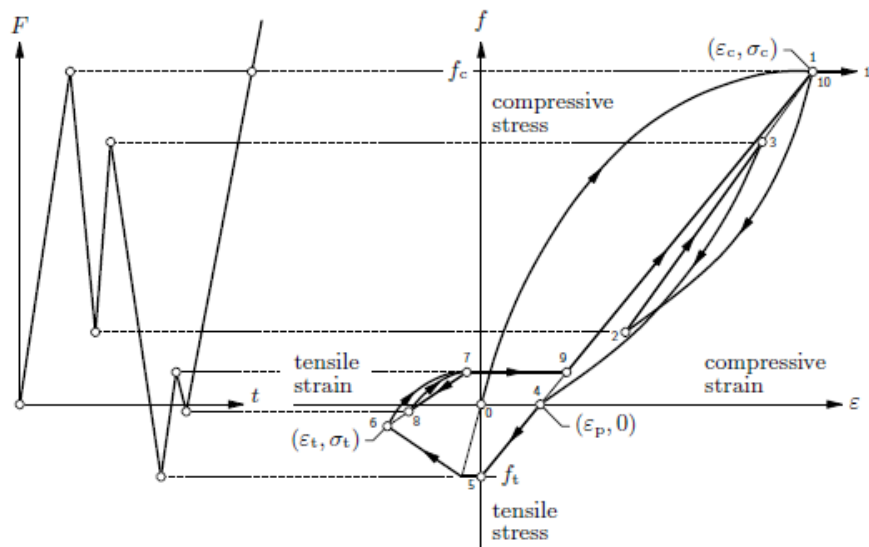


Figure 22.1: Hysteresis for Maekawa model

Fig. 120 Ciclo di isteresi, modello di Maekawa modificato

Il comportamento isteretico del calcestruzzo è riprodotto attraverso le equazioni seguenti:

- Fase di carico a compressione ($\varepsilon < \varepsilon_c$)

$$\sigma = KE(\varepsilon - \varepsilon_p)$$

$$K = e^{\left\{-0.73 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \left[1 - e^{\left(-1.25 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)}\right]\right\}}$$

$$\varepsilon_p = \beta \left\{ \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} - \frac{20}{7} \left[1 - e^{\left(-0.35 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)}\right] \right\} \varepsilon_c$$

- Fase di scarico a compressione ($\varepsilon > \varepsilon_c$; $\varepsilon > \varepsilon_0$; $\varepsilon < 0$)

$$\sigma = KE(\varepsilon - \varepsilon_p)\alpha$$

$$\alpha = K^2 + \left[\frac{\sigma_0}{KE(\varepsilon_0 - \varepsilon_p)} - K^2 \right] \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_p}{\varepsilon_0 - \varepsilon_p} \right)^2$$

- Fase di ricarico a compressione ($\varepsilon < \varepsilon_c$; $\varepsilon \leq \varepsilon_0$; $\varepsilon < 0$)

$$\sigma = \sigma_c - (\sigma_c - \sigma_0) \frac{\varepsilon_c - \varepsilon}{\varepsilon_c - \varepsilon_0}$$

- Fase di carico a trazione ($\varepsilon \geq \varepsilon_t$)

$$\sigma = K f^{TSC} (\varepsilon - \varepsilon_p)$$

- Fase di scarico a trazione ($\varepsilon < \varepsilon_t$; $\varepsilon < \varepsilon_0$; $\varepsilon > 0$)

$$\sigma = E_{b0}(\varepsilon - \varepsilon_p)\alpha + \sigma_b$$

$$\sigma_b = -f_t \left[0.05 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_p)E}{5f_t} \right]$$

$$\alpha = \left[\frac{\sigma_0}{E_{b0}(\varepsilon - \varepsilon_p)} \right] \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_p}{\varepsilon_0 - \varepsilon_p} \right)^3$$

$$E_{b0} = \frac{\sigma_t - \sigma_b}{\varepsilon_t - \varepsilon_p}$$

- Fase di ricarico a trazione ($\varepsilon < \varepsilon_c$; $\varepsilon \geq \varepsilon_0$; $\varepsilon > 0$)

$$\sigma = \sigma_t - (\sigma_t - \sigma_0) \frac{\varepsilon_t - \varepsilon + \varepsilon_p}{\varepsilon_t - \varepsilon_0 + \varepsilon_p}$$

Dove:

- ε è la deformazione totale attuale e σ la tensione corrispondente;
- ε_p è la deformazione plastica;
- ε_0 è la deformazione totale all'inizio dell'incremento e σ_0 la tensione corrispondente;
- ε_t è la massima deformazione a trazione sperimentata nella storia di carico e σ_t la tensione corrispondente;
- ε_c è la massima deformazione a compressione sperimentata nella storia di carico e σ_c la tensione corrispondente;
- f_t è la resistenza a trazione;
- E è il modulo di Young;
- K è il parametro di danno;
- f^{TSC} è la funzione di "Total Strain Crack".