

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITA' DI BOLOGNA
FACOLTA' DI INGEGNERIA

DISTART
Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile
Progetti di Strutture LS

EFFETTO DEI TAMPONAMENTI
SULLA RISPOSTA DINAMICA
DI UN EDIFICIO IN CEMENTO ARMATO

Tesi di Laurea Specialistica di
GABRIELE GUERRINI

Relatore
Chiar.mo Prof. Ing. **MARCO SAVOIA**

Correlatori
Dott. Ing. **LORIS VINCENZI**
Dott. Ing. **NICOLA BURATTI**

Anno Accademico 2007/2008

Sommario

INTRODUZIONE.....	1
--------------------------	----------

Capitolo 1

EFFETTI DEI TAMPONAMENTI SULLE STRUTTURE INTELAIATE E METODI DI ANALISI SISMICA.....	5
1.1. LE PARETI IN MURATURA NEI SISTEMI INTELAIATI.....	5
1.1.1 Generalità.....	5
1.1.2 I modelli per le pareti in muratura.....	7
1.2 METODI IMPIEGATI PER L'ANALISI SISMICA DEGLI EDIFICI.....	12
1.2.1 Principi della progettazione antisismica moderna.....	12
1.2.2 Analisi statica equivalente (lineare).....	13
1.2.3 Analisi dinamica modale a spettro di risposta (lineare).....	16
1.2.4 Analisi statica non lineare di spinta laterale o analisi di pushover.....	17
1.2.5 Analisi dinamica non lineare.....	18

Capitolo 2

DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO OGGETTO DI STUDIO.....	21
2.1 GEOMETRIA DELL'EDIFICIO.....	21
2.2 MATERIALI.....	25
2.3 ANALISI DEI CARICHI.....	26
2.3.1 Carichi permanenti relativi ai solai.....	26
2.3.2 Peso dei tramezzi non collocati direttamente su travi.....	27
2.3.3 Peso dei tamponamenti e dei tramezzi che insistono su travi.....	30
2.3.4 Carichi variabili.....	32

Capitolo 3

MODELLAZIONE DELL'EDIFICIO OGGETTO DI STUDIO.....	33
3.1 MODELLO ELASTICO-LINEARE AGLI ELEMENTI FINITI.....	33
3.1.1 Generalità.....	33
3.1.2 Semplificazione del modello: telaio spaziale su tre livelli.....	34
3.1.3 Carichi assegnati alle travi per il calcolo delle masse.....	35
3.1.4 Modellazione delle pareti in muratura.....	36

3.1.5	Risultati dell'analisi modale.....	40
3.1.6	Effetto delle murature sull'ordine dei modi di vibrare.....	41
3.1.7	Validazione numerica del modello a bielle.....	42
3.2	MODELLO A NON-LINEARITA' CONCENTRATA.....	45
3.2.1	Generalità.....	45
3.2.2	Analisi non lineare delle sezioni in cemento armato.....	47
3.2.3	Cerniere plastiche per gli elementi in cemento armato.....	52
3.2.4	Analisi non lineare delle pareti in muratura.....	53
3.2.5	Cerniere plastiche assiali per le pareti in muratura.....	55
3.3	CONFRONTO CON UN MODELLO A FIBRE.....	57
3.3.1	Descrizione del modello a fibre.....	57
3.3.2	Analisi di pushover con distribuzione di forze uniformi: confronto fra il modello a fibre e quello a plasticità concentrata.....	62

Capitolo 4

	ANALISI DINAMICHE: RISULTATI E COMMENTI.....	69
4.1	SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI PER L'ANALISI DINAMICA.....	69
4.1.1	Prescrizioni normative.....	69
4.1.2	Costruzione dello spettro di progetto e scelta degli accelerogrammi.....	70
4.2	SVOLGIMENTO E RISULTATI DELLE ANALISI DINAMICHE.....	73
4.2.1	Modalità di analisi.....	73
4.2.2	Risultati delle analisi: spostamenti di interpiano e tagli alla base.....	73
4.2.3	Risultati delle analisi: sollecitazioni sugli elementi.....	76
4.2.4	Considerazioni sui risultati.....	88
4.2.5	Osservazioni conclusive.....	100

Appendice A

	ANALISI DEI CARICHI.....	103
A.1	CARICHI PERMANENTI RELATIVI AI SOLAI.....	103
A.1.1	Solaio del primo livello.....	103
A.1.2	Solaio del secondo livello.....	104
A.1.3	Solaio del terzo livello.....	104
A.1.4	Solaio della copertura a padiglione.....	105
A.2	PESO DEI TRAMEZZI NON COLLOCATI DIRETTAMENTE SU TRAVI.....	105
A.2.1	Tramezzi del piano terra.....	105
A.2.2	Tramezzi del primo piano.....	106
A.2.3	Tramezzi del secondo piano.....	106
A.2.4	Muretti del sottotetto.....	106
A.3	PESO DEI TAMPONAMENTI E DEI TRAMEZZI CHE INSISTONO SU TRAVI.....	106
A.3.1	Tramezzi e tamponamenti del piano terra.....	107

A.3.2	Tramezzi e tamponamenti del primo piano.....	108
A.3.3	Tramezzi e tamponamenti del secondo piano.....	109
A.3.4	Muretti del sottotetto.....	111
A.4	CARICHI VARIABILI.....	112
A.5	CARICHI ASSEGNATI ALLE TRAVI PER IL CALCOLO DELLE MASSE..	112
A.5.1	Travi del primo livello.....	112
A.5.2	Travi del secondo livello.....	114
A.5.3	Travi del terzo livello.....	115
A.6	CARICHI VERTICALI ASSEGNATI ALLE TRAVI PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	118
A.6.1	Travi del primo livello.....	118
A.6.2	Travi del secondo livello.....	120
A.6.3	Travi del terzo livello.....	121

Appendice B

ANALISI DINAMICHE: TIME-HISTORY DI INPUT E DI OUTPUT..... 125

B.1	ACCELERAZIONI, VELOCITA' E SPOSTAMENTI DI INPUT.....	125
B.1.1	Registrazione 289.....	126
B.1.2	Registrazione 293.....	127
B.1.3	Registrazione 4673.....	128
B.1.4	Registrazione 4677.....	129
B.1.5	Registrazione 5850.....	130
B.1.6	Registrazione 6142.....	131
B.1.7	Registrazione 6144.....	132
B.2	TIME-HISTORY DEL TAGLIO ALLA BASE E DEGLI SPOSTAMENTI DI INTERPIANO.....	133
B.2.1	Output dell'analisi con la registrazione 289.....	133
B.2.2	Output dell'analisi con la registrazione 293.....	135
B.2.3	Output dell'analisi con la registrazione 4673.....	136
B.2.4	Output dell'analisi con la registrazione 4677.....	138
B.2.5	Output dell'analisi con la registrazione 5850.....	139
B.2.6	Output dell'analisi con la registrazione 6142.....	141
B.2.7	Output dell'analisi con la registrazione 6144.....	142
B.2.8	Output dell'analisi con la registrazione 289 dopo il danneggiamento....	144

BIBLIOGRAFIA..... 147

Introduzione

La fase preliminare e fondamentale, per la progettazione di un intervento di adeguamento sismico, consiste nel comprendere come la costruzione risponda all'evento sismico nelle sue condizioni attuali. A questo scopo è necessario realizzare un modello della struttura, che consenta di valutare il comportamento degli elementi che la costituiscono.

La risposta può risentire della presenza di elementi non portanti dell'edificio, quali i tramezzi e i tamponamenti in una struttura intelaiata; l'influenza che essi esercitano sul comportamento strutturale, in presenza di azione sismica, è testimoniata dal crescente numero di studi disponibili in letteratura. Diviene allora necessario introdurre anche i pannelli murari nel modello da analizzare, benchè la loro presenza sia normalmente trascurata in fase di progettazione.

Nella presente tesi viene esaminato il comportamento dinamico un edificio a struttura intelaiata in cemento armato, focalizzando l'attenzione sull'interferenza esercitata dai tamponamenti e dai tramezzi non portanti.

Questo lavoro si inserisce fra le attività che l'Istituto di Tecnica delle Costruzioni del Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque, del Rilevamento e del Territorio dell'Università di Bologna sta svolgendo nell'ambito del consorzio Reluis (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica).

L'edificio studiato è la scuola elementare "Collina Castello" di Bisignano (CS), già da tempo monitorato dal Servizio Sismico Nazionale del Dipartimento di Protezione Civile. La scuola è stata scelta dal Reluis come struttura di riferimento, per la quale progettare e verificare sistemi di smorzamento dissipativi di diverso tipo, seguendo le metodologie di modellazione e di calcolo contenute in apposite linee guida che il consorzio sta elaborando.

Il risultato forse più interessante è che, grazie alla presenza dei setti murari, aumentano notevolmente la rigidità e la resistenza della struttura nella direzione orizzontale

perpendicolare ai piani di orditura dei telai: questa direzione diviene più forte rispetto a quella che, considerando la sola disposizione dei telai e la quasi totale assenza di collegamenti fra gli stessi, dovrebbe invece presentarsi meno sensibile alle azioni orizzontali. Viene inoltre mostrato che, nel loro piano, i telai offrono buone prestazioni in termini di resistenza all'azione sismica.

Nel *primo capitolo* vengono dunque presentati i due temi su cui si articola lo svolgimento della tesi: la modellazione dei pannelli in muratura e l'analisi sismica degli edifici. Per il primo aspetto vengono brevemente riassunte alcune problematiche relative all'interferenza fra muri non portanti e telai in cemento armato; si passa poi a parlare delle due classi fondamentali di modelli, i macro- e i micromodelli, quindi viene approfondito il metodo a bielle equivalenti impiegato per analizzare la scuola "Collina Castello". A proposito dell'analisi sismica, invece, viene fornita una panoramica dei quattro metodi contemplati dalle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, riepilogando pregi e difetti di ciascuno. Per lo studio dell'edificio di Bisignano, si opta per l'analisi dinamica non lineare, che costituisce il metodo più completo ma computazionalmente più oneroso.

Il *secondo capitolo* provvede una descrizione della geometria della struttura oggetto di analisi, indicando anche le proprietà meccaniche dei materiali misurate o stimate. Si tratta di quattro telai in c.a. piani e fra loro paralleli, debolmente collegati nella direzione ortogonale; le luci di questi telai sono chiuse da pannelli di muratura, che presentano numerose aperture; i muri disposti nella direzione trasversale, invece, sono principalmente pieni. Vengono inoltre riportate le procedure con cui si sono valutati i pesi permanenti degli elementi strutturali e non strutturali, raccolti in tabelle; i dettagli relativi a questi calcoli sono illustrati nell'*appendice A*.

Il *terzo capitolo* tratta della modellazione strutturale dell'edificio di Bisignano. Viene presentato un primo modello elastico-lineare, realizzato in ambiente *SAP 2000* e impiegato per valutare le dimensioni da assegnare alle bielle equivalenti. Successivamente, vengono introdotte in maniera concentrata alcune sorgenti di non-linearità dei materiali, attraverso cerniere plastiche; sia per le cerniere flessionali di travi e pilastri, sia per quelle assiali delle bielle equivalenti, si assumono leggi rappresentate da trilatero: i valori significativi sono il momento di snervamento e il momento massimo per travi e pilastri, lo sforzo normale di prima fessurazione e quello massimo per le bielle. I risultati di una semplice analisi di pushover su questo modello a plasticità concentrata vengono confrontati con quelli di un modello a plasticità diffusa: si intende

così valutare l'accuratezza del primo in relazione alle semplificazioni che esso introduce rispetto al comportamento reale degli elementi.

Infine, nel *quarto capitolo* viene esposta la procedura adottata per ottenere gli accelerogrammi di input per le analisi dinamiche, e vengono commentati i risultati di queste ultime. Le time-histories di input, nonché quelle delle risposte globali in termini di taglio alla base e spostamenti in sommità, sono graficate e raccolte nell'*appendice B*.

Capitolo 1

Effetti dei tamponamenti sulle strutture intelaiate e metodi di analisi sismica

1.1 LE PARETI IN MURATURA NEI SISTEMI INTELAIATI

1.1.1 Generalità

Tradizionalmente si usa distinguere, nel complesso di un edificio, gli elementi portanti da quelli non portanti.

Ai primi, che costituiscono la struttura della costruzione, si affida il compito di trasmettere le azioni verticali e orizzontali alle fondazioni, e quindi al terreno sottostante. I secondi, invece, assolvono altre funzioni: vi sono, per esempio, muri con funzione di involucro per l'edificio (tamponamenti) o di separazione fra gli ambienti interni (tramezzi), componenti impiantistici di varia natura, sistemi di coibentazione, impermeabilizzazione e isolamento acustico, e altri ancora.

In un sistema strutturale solitamente si individuano elementi verticali ed elementi orizzontali o inclinati; il percorso dei carichi normalmente parte da quelli orizzontali, per poi proseguire su quelli verticali che li portano fino alla fondazione. In relazione agli elementi verticali si possono distinguere due grandi categorie di sistemi: quelli a setti o muri portanti e quelli intelaiati.

In un sistema a setti i carichi, applicati sui solai (elementi orizzontali), vengono trasmessi ai muri (elementi verticali) aventi funzione statica. In un sistema intelaiato, invece, i solai poggiano su travi (elementi orizzontali), a loro volta sorrette da pilastri (elementi verticali). Nel primo caso possono coesistere muri portanti e non, mentre nel secondo caso i setti, necessari per chiudere l'edificio e separarne i vani, non hanno teoricamente funzione statica.

Tuttavia, nella realtà succede che i muri non portanti situati entro le maglie dei telai, pur non essendo calcolati per resistere ad alcuna forza, interferiscono con la risposta dell'edificio sia ai carichi verticali che a quelli orizzontali.

L'influenza sul comportamento sotto carichi verticali non è oggetto della presente tesi, ma può essere esemplificata nella maniera seguente. Si pensi ad un edificio multipiano, in cui i tamponamenti vengono realizzati a partire dal primo piano, lasciando libero il piano terra; si supponga che la parete chiuda completamente la luce del primo piano, senza lasciare alcuno spazio vuoto al di sotto della trave del secondo livello. Quando su questa trave andrà ad agire il tamponamento del secondo piano, essa tenderà di inflettersi verso il basso, ma verrà a contrastare sul muro del primo piano; di conseguenza, il sovraccarico del secondo livello andrà ad insistere sulla trave del primo livello; poi, al procedere verso l'alto della chiusura dell'edificio, si aggiungeranno sulla stessa trave i sovraccarichi dei livelli superiori, con un certo pericolo per la sicurezza strutturale.

All'inconveniente appena descritto si può porre rimedio lasciando inizialmente una piccola intercapedine fra i tamponamenti e la trave sovrastante, per poi chiudere questo spazio a costruzione ultimata e a deformazioni avvenute. Diversamente, non è possibile evitare l'interferenza, da parte delle pareti che chiudono le luci di un telaio, sotto l'azione sismica. Questa è dovuta alla notevole rigidità della muratura, anche di mattoni forati, rispetto al sistema di travi e pilastri: finché si mantengono integri, i muri assorbono una quota rilevante delle forze sismiche, alterando per giunta la risposta elastica dell'edificio in termini di forme e frequenze modali.

Un pericolo derivante da questa interferenza è l'insorgere di effetti torsionali, per nulla trascurabili, sulla struttura progettata per resistere al sisma. Qualora le pareti non siano distribuite uniformemente in pianta, può succedere che il centro delle rigidità sia molto distante da quello delle masse; se in fase di progettazione e verifica sismica dell'edificio non si tiene conto di questa eccentricità, la torsione che ne consegue può indurre sui pilastri o sui sistemi di controventamento, destinati alla resistenza laterale, delle forze aggiuntive fino a causarne la crisi.

Da queste considerazioni emerge la necessità di inserire i muri, teoricamente non portanti, nei modelli di analisi sismica degli edifici. La difficoltà legata alla modellazione della muratura, però, rende questo compito piuttosto arduo: la disomogeneità e l'anisotropia che la caratterizzano, la varietà delle tipologie in cui si presenta e la notevole dispersione dei dati sperimentali, infatti, ostacolano la redazione di un modello costitutivo non lineare di validità generale per questo materiale. È noto che, all'aumentare del numero di cicli di carico, le proprietà meccaniche di rigidità e resistenza della muratura decadono, a causa del progressivo degrado del pannello (figura 1.1); le leggi finora proposte in letteratura per il fenomeno, tuttavia, hanno

validità limitata ai casi esaminati o a configurazioni ad essi simili.

Si vuole infine far notare che, in paesi ad elevati rischio sismico quali la California, la normativa vigente in materia di costruzioni antisismiche vieta l'impiego della muratura non solo per la struttura portante, ma anche per i pannelli non-portanti; la scarsa prevedibilità, e l'ancor più difficile governabilità del comportamento degli elementi realizzati con questo materiale, giustificano tale presa di posizione.

1.1.2 I modelli per le pareti in muratura

I modelli proposti in letteratura, per l'introduzione dei muri nelle analisi strutturali, appartengono a due classi: quella dei micromodelli e quella dei macromodelli.

In un micromodello si formula la legge costitutiva della muratura a partire da quelle dei mattoni e della malta, considerati come elementi discreti collegati fra loro [Perera, 2005]; diviene perciò necessario l'impiego di elementi finiti tridimensionali. Un approccio di questo genere pare di difficile applicazione nelle analisi sismiche degli edifici che si incontrano nella pratica professionale, visti la notevole complessità della formulazione e i lunghi tempi di calcolo. In più, nello studio del comportamento globale di un edificio sotto l'azione sismica, sembra inopportuno voler spingere il livello di conoscenza all'interazione fra i singoli blocchi, i letti e i giunti di malta.

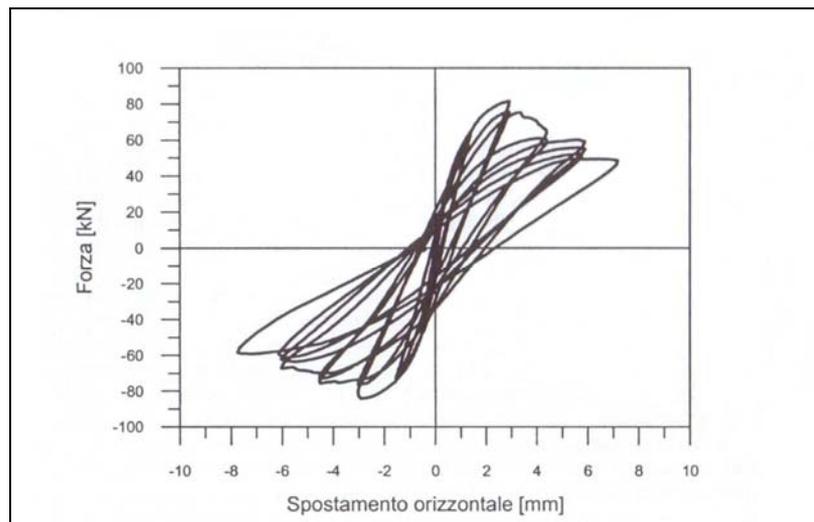


Figura 1.1 – *Comportamento isteretico degradante per un pannello in muratura.*

Per ovviare agli inconvenienti di questa formulazione, si può ricorrere ai macromodelli. Essi consentono di trattare gli elementi in muratura come costituiti da un unico materiale, studiandone la risposta in termini di tensioni e deformazioni medie. I parametri di rigidezza e resistenza del materiale composito così ottenuto possono essere dedotti da campagne sperimentali su provini sufficientemente rappresentativi della realtà, oppure mediante l'impiego dei micromodelli cui si è fatto cenno.

Fra i macromodelli più diffusi, per la loro semplicità si trovano quelli a bielle: il pannello di muratura che riempie la luce di un telaio viene modellato mediante due bielle diagonali, incernierate agli estremi, come mostrato in figura 1.2. L'idea nasce osservando lo stato fessurativo di un pannello murario in seguito all'applicazione ciclica di una forza orizzontale: le fessure, che si sviluppano perpendicolarmente alle direzioni principali di trazione e quindi lungo quelle di compressione, hanno andamento diagonale e congiungono i due vertici opposti del pannello (figura 1.3); poichè esse delimitano puntoni diagonali compressi, i modelli prevedono molto spesso bielle reagenti solo a compressione. La ciclicità del carico fa sì che queste fessure si aprano lungo entrambe le diagonali.

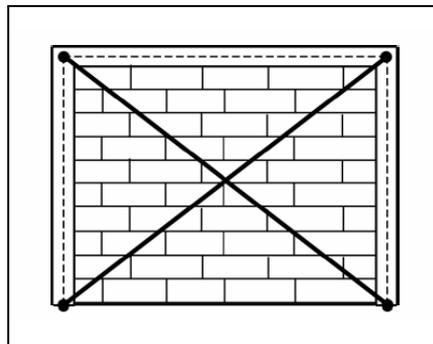


Figura 1.2 - Modello a bielle equivalenti per un pannello di muratura all'interno di un portale.

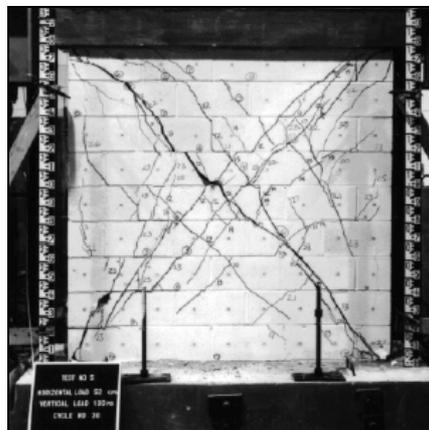


Figura 1.3 – Doppia fessurazione diagonale per taglio ciclico in un muro.

Nello sviluppo di questa tesi si è preferito adottare elementi con uguale comportamento a trazione e a compressione: si è reso così necessario dimezzare i valori di rigidezza e resistenza proposti in letteratura per le bielle esclusivamente compresse.

Nell'ambito dei macromodelli a bielle equivalenti, sono disponibili diverse formulazioni del legame costitutivo per le murature, caratterizzate da un diverso grado di accuratezza. Per esempio, [Perera, 2005] propone una legge non lineare, con isteresi e degradazione (pinching), basata sulla meccanica del danneggiamento dei continui. In figura 1.4(a) viene mostrato il concetto di degradazione delle proprietà meccaniche: all'aumentare della deformazione si riduce l'entità della forza massima lungo il cosiddetto ramo di softening, mentre il tratto di ricarico presenta una pendenza minore rispetto al ramo di carico precedente. Una trattazione di questo tipo è sicuramente molto precisa, ma richiede la definizione di numerosi parametri, sul cui livello di conoscenza spesso pesa una notevole incertezza; in figura 1.4(b) si può apprezzare l'accordo fra i risultati di questa modellazione e i cicli di isteresi ricavati per via sperimentale.

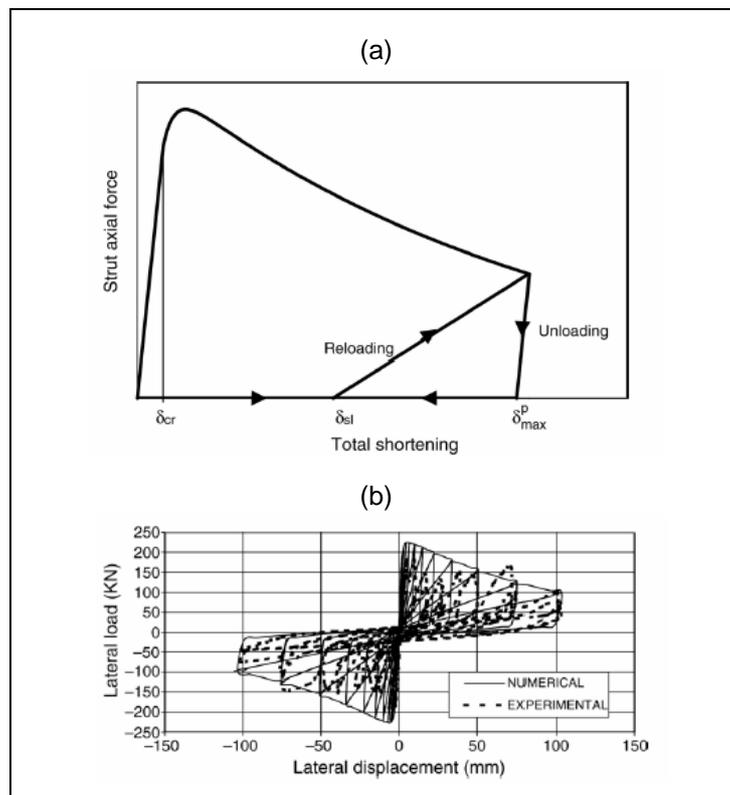


Figura 1.4 – Modello a bielle equivalenti: (a) effetto di pinching o di degrado della rigidezza nel processo di ricarico, (b) confronto fra cicli di isteresi ricavati per via sperimentale e risultati numerici.

Esistono modelli a bielle più semplici di quello appena descritto. Essi definiscono una legge elastica non-lineare per gli elementi sostitutivi della muratura, con eventuale ramo di softening; si perdono così il comportamento isteretico e il pinching, poichè all'atto dello scarico si percorre a ritroso il ramo di carico, e questo rimane invariato di ciclo in ciclo. Il vantaggio consiste ovviamente in una più immediata implementazione anche all'interno di comuni codici di calcolo, e nella necessità di un minor numero di parametri. Tale semplificazione perde di validità qualora l'evento sismico produca scorrimenti di interpiano dell'ordine del 5%, perchè sotto tali deformazioni insorge nella muratura un severo quadro fessurativo; comunque, già per scorrimenti superiori all'1-2% è verosimile aspettarsi almeno un lieve danneggiamento del pannello.

Nel successivo studio di un edificio con telaio in cemento armato, si farà riferimento al modello costitutivo per le murature proposto in [Dolsek, Fajfar, 2008]; si tratta di una legge di tipo elastico-non lineare, senza isteresi e senza pinching, costituita da una trilatera (figura 1.5). Gli autori propongono un'espressione per la rigidezza iniziale della biella equivalente, reagente alla sola compressione:

$$k_{eq} = \frac{F_h}{\delta_h} = \lambda_0 \cdot \frac{G_m \cdot L_w \cdot t_w}{H_w},$$

ed una per la forza orizzontale massima che essa può sopportare:

$$F_{h,m} = 1.3 \cdot \lambda_0 \cdot r_p \cdot f_{diag} \cdot L_w \cdot t_w,$$

dove (si veda anche la figura 1.6):

k_{eq} è la rigidezza della biella intesa come rapporto tra forza orizzontale (F_h) e spostamento orizzontale (δ_h);

$F_{h,m}$ è la resistenza massima offerta della biella in direzione orizzontale;

L_w è la lunghezza del pannello di muratura;

H_w è l'altezza del pannello di muratura;

t_w è lo spessore del pannello di muratura;

G_m è il modulo di elasticità a taglio della muratura;

f_{diag} è la resistenza della muratura a compressione diagonale;

r_p è un coefficiente che vale 0.5 se le aperture sono porte, 1.0 altrimenti.

Il coefficiente λ_0 tiene conto della riduzione di rigidità e resistenza dovuta alle aperture; detta L_0 la lunghezza totale in pianta delle aperture in un pannello, indifferente porte o finestre, il coefficiente è dato da:

$$\lambda_0 = 1 - \frac{1.5 \cdot L_0}{L_w} \geq 0 .$$

Il punto C del grafico di figura 1.5 individua lo stadio di prima fessurazione; è fissato dagli autori ad un valore di forza orizzontale pari a $0.6 F_{h,m}$. Lo spostamento orizzontale corrispondente al punto di massimo, invece, è dato da uno scorrimento di interpiano pari a $0.002 H_w$ nel caso di parete piena, $0.0015 H_w$ per un muro con finestre, $0.001 H_w$ in presenza di porte.

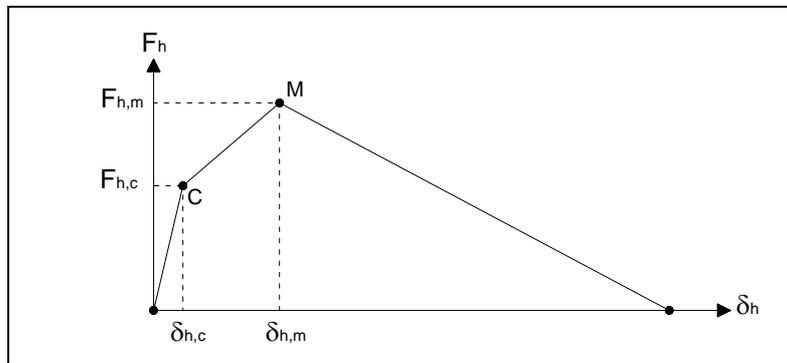


Figura 1.5 – Legame forza-spostamento orizzontale per il generico pannello di muratura.

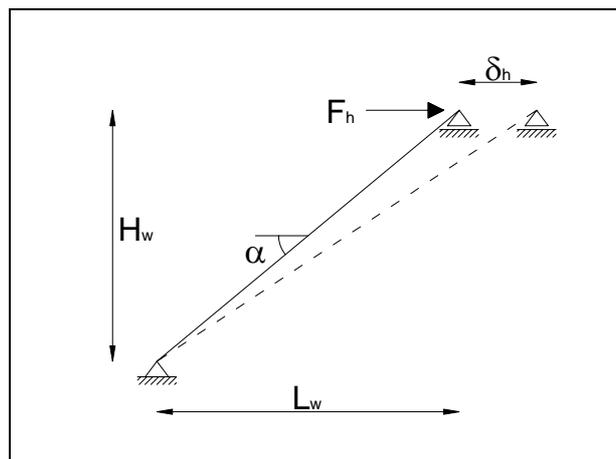


Figura 1.6 – Definizioni geometriche relative alle bielle equivalenti.

1.2 METODI IMPIEGATI PER L'ANALISI SISMICA DEGLI EDIFICI

1.2.1 Princìpi della progettazione antisismica moderna

La moderna filosofia di progettazione antisismica è basata sul soddisfacimento di diversi livelli di prestazione, per ognuno dei quali la struttura non deve superare prestabiliti gradi di danneggiamento; per una progettazione di questo tipo diventa inevitabile il ricorso a metodi di analisi non lineare del problema. Ciò implica una crescente difficoltà operativa per i progettisti, specialmente se si tratta di analisi dinamiche, le quali necessitano di più vaste conoscenze teoriche e di maggiori sforzi computazionali rispetto alle tradizionali analisi statiche lineari.

In particolare, la progettazione si basa sulla duttilità offerta dalla struttura: l'edificio deve essere in grado di garantire, con riferimento a livelli di danneggiamento prefissati, spostamenti inelastici maggiori o uguali a quelli indotti su di esso dal sisma.

Le analisi elastiche-lineari godono di semplicità nell'utilizzo e nella comprensione teorica, ma non sono in grado di prevedere la capacità di deformazione inelastica offerta da una struttura: per tale motivo risultano inadatte per una moderna progettazione antisismica basata sul concetto prestazionale, dove si vogliono indagare i comportamenti non-lineari e le condizioni prossime al collasso.

Da quanto appena detto si comprende il punto focale del problema: si cerca un metodo di calcolo degli effetti indotti dal sisma che possa coinvolgere la capacità di spostamento di una struttura, che permetta di valutare sia il comportamento elastico che quello post-snervamento. Tale metodo deve consentire al progettista di individuare dove e con quale progressione si manifestano gli effetti plastici, dove si trovano le debolezze strutturali, quale tipo di crisi si raggiunge e in che modo la si raggiunge, e quale sia il livello di duttilità strutturale.

Di seguito vengono presentati i metodi di calcolo descritti in tutte le principali normative antisismiche internazionali (EC8, FEMA, ATC, ecc...) come procedure standard per la previsione delle sollecitazioni indotte dal sisma:

1. analisi statica equivalente (lineare);
2. analisi dinamica modale a spettro di risposta (lineare);
3. analisi statica non lineare di spinta laterale o analisi di pushover;
4. analisi dinamica non lineare.

Come si può notare, due di questi metodi sono lineari (uno statico ed uno dinamico) e gli altri due non-lineari (uno statico ed uno dinamico).

I quattro metodi di calcolo appena citati sono esposti in ordine crescente di onere computazionale e accuratezza di previsione della risposta strutturale, e si basano sui concetti fondamentali della dinamica delle strutture, applicati al caso specifico di spostamenti indotti alla base dell'edificio.

Fino a pochi decenni fa, quando l'uso del calcolo numerico non era molto diffuso, l'impiego dei metodi di calcolo di tipo dinamico e di quelli non lineari non era praticabile: la progettazione antisismica delle strutture era allora basata solamente sui primi due metodi di calcolo elencati in precedenza; in particolare l'analisi statica equivalente era molto utilizzata per via della sua semplicità. Oggi, grazie alla capillare diffusione dei calcolatori elettronici e allo sviluppo di software appositi, l'analisi non lineare e quella dinamica rappresentano metodi di calcolo accessibili a tutti i progettisti.

1.2.2 Analisi statica equivalente (lineare)

Questo metodo di calcolo si basa sull'applicazione ai vari livelli dell'edificio di forze statiche orizzontali distribuite lungo l'altezza, cercando di rappresentare le massime forze d'inerzia che si innescano sotto l'azione del sisma. Una volta definite le azioni statiche laterali da applicare alla struttura, il calcolo degli effetti indotti si basa su un modello elastico-lineare della struttura.

L'analisi statica equivalente può essere utilizzata per costruzioni regolari in altezza. Un edificio è regolare in altezza se soddisfa i seguenti requisiti:

- tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali (telai e controventamenti) si estendono per l'intera altezza dell'edificio;
- massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio avvengono in modo graduale da un piano al successivo.

Soddisfatte queste condizioni, occorre che il primo periodo di vibrazione (T_1) della struttura, nella direzione in esame, non superi $2,5 \cdot T_C$, essendo T_C definito dalla normativa come il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante nello spettro di risposta elastico.

Per edifici che non superino i 40 metri di altezza, in assenza di calcoli più dettagliati, T_1 può essere stimato utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \times H^{3/4}$$

Dove H è l'altezza dell'edificio, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per edifici con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per edifici con struttura a telaio in calcestruzzo e 0,050 per edifici con qualsiasi altro tipo di struttura.

La forza da applicare è data allora dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \frac{(z_i \times W_i)}{\sum_j (z_j \times W_j)}$$

dove:

F_h è il taglio alla base (base shear), calcolato secondo la normativa;

F_i è la forza da applicare al piano i ;

W_i è il peso della massa del piano i -esimo;

z_i è la quota del piano i -esimo rispetto alla fondazione.

Il taglio alla base viene così ripartito fra i vari piani in maniera proporzionale alle forze d'inerzia che corrisponderebbero ad un'ipotetica forma modale triangolare. Questa assunzione è un'ipotesi semplificativa, che risulta accettabile per strutture regolari.

Gli effetti torsionali accidentali possono essere tenuti in conto applicando a ogni piano la forza sismica F_i con eccentricità e_{ai} o, in modo equivalente, sommando agli effetti delle forze statiche quelli dovuti ai momenti $M_i = e_{ai}F_i$; questo vale per edifici aventi massa e rigidità distribuite in modo approssimativamente simmetrico in pianta e inscritto in un rettangolo con rapporto fra i lati inferiore a 4.

Gli stessi effetti possono essere considerati amplificando le sollecitazioni in ogni elemento resistente con il fattore δ risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + \frac{0,6x}{L_e}$$

dove:

x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

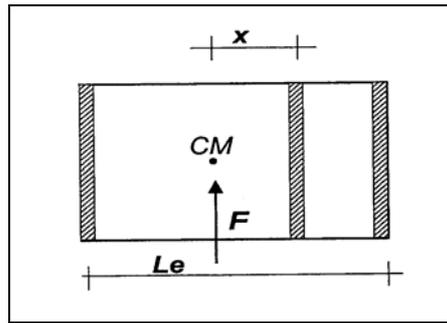


Figura 1.7 – Amplificazione delle forze a causa degli effetti torsionali.

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurati allo stesso modo (vedi figura 1.7).

Purtroppo il metodo di calcolo appena esposto è estremamente semplificato e possiede limiti di applicabilità abbastanza restrittivi: non si può impiegare per tutte le strutture, ma risulta adatto solamente per gli edifici con regolarità geometrica, di rigidità e di massa.

Per tali edifici si presuppone che il modo di vibrare fondamentale della struttura sia di forma quasi lineare sull'altezza e con massa partecipante superiore all' 85% di quella totale nella direzione prescelta. Ciò non è vero per strutture molto alte, per le quali i modi di vibrare superiori non sono trascurabili, e per strutture irregolari, per le quali modi torsionali e torso-traslazionali possono avere masse partecipanti rilevanti.

Quanto appena detto porta a concludere che per strutture molto alte, o molto deformabili, o fortemente irregolari, l'analisi statica equivalente non può essere utilizzata poiché:

- non sono più soddisfatte le ipotesi che rendono valida l'analisi;
- il comportamento dinamico-strutturale è influenzato dai modi superiori;
- la distribuzione delle forze equivalenti è poco attendibile.

In questi casi è necessario utilizzare delle modellazioni più sofisticate.

Un passo ulteriore, in termini di accuratezza, è dato dalla seguente analisi dinamica modale a spettro di risposta.

1.2.3 Analisi dinamica modale a spettro di risposta (lineare)

L'analisi modale, associata allo spettro di risposta di progetto, è da considerarsi il metodo più diffuso per la definizione delle sollecitazioni di progetto, e va applicata ad un modello tridimensionale dell'edificio.

A differenza del metodo precedentemente descritto, quello presente prevede un'analisi modale iniziale per l'individuazione delle caratteristiche modali effettive della struttura. Le forme modali consentono di definire delle distribuzioni di forze orizzontali che tengono conto anche di eventuali fenomeni torsionali per strutture irregolari in pianta.

Lo scopo è quello di sollecitare la struttura con distribuzioni di forze statiche proporzionali ai modi propri di vibrare della struttura, ottenendo la risposta dinamica come combinazione lineare delle risposte ottenute con le singole distribuzioni.

L'analisi modale prevede il calcolo, tramite lo spettro di risposta in pseudo-accelerazione, dei valori massimi di sollecitazioni e spostamenti associati a ciascun modo di vibrare della struttura, ipotizzata elastica lineare; quindi, segue la combinazione della risposta modale secondo le comuni regole:

- SRSS (Square Root of the Sum of the Squares), in cui i modi sono ben distinti in quanto il periodo di ciascun modo differisce di almeno il 10% da tutti gli altri:

$$E = \sqrt{\sum E_i^2}$$

- CQC (Complete Quadratic Combination), in cui i modi sono ravvicinati tra loro:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{jk} E_j E_k}, \text{ dove } \rho_{jk} = f(\omega_j, \omega_i, \xi).$$

Possono essere impiegati due modelli piani separati della struttura, uno per ogni direzione principale, se sono rispettati i criteri di regolarità in pianta.

Occorre considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%, oppure un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

L'analisi modale a spettro di risposta possiede sicuramente una maggiore accuratezza nel prevedere la risposta sismica, rispetto all'analisi statica equivalente; il vantaggio di tale analisi risiede nella capacità di cogliere il comportamento torsionale delle strutture attraverso l'applicazione di coppie torcenti di piano. Grazie a questo fatto, è possibile estendere il campo di applicazione di tale procedura a un più vasto insieme di strutture: essa può essere applicata anche alle strutture spaziali irregolari, di discreta altezza o molto deformabili. Vengono così rimosse molte limitazioni del metodo di calcolo

descritto in precedenza.

Purtroppo l'analisi modale a spettro di risposta appartiene ancora alla classe delle analisi lineari, quindi è affetta, come quella statica equivalente, dai problemi e dalle limitazioni proprie di questa classe di metodi. Tali procedure non sono in grado di cogliere i cambiamenti nella risposta dinamica della struttura, che si verificano man mano che i singoli elementi si plasticizzano; non consentono inoltre di dedurre informazioni sulla distribuzione della domanda di duttilità nella struttura.

I metodi di analisi elastico-lineari appena esposti possono in parte tenere conto del comportamento non lineare della struttura tramite un fattore di struttura q , che permette di ridurre lo spettro di risposta elastico; per operare questa riduzione è necessario garantire una sufficiente duttilità, mediante un'opportuno progetto dei dettagli strutturali.

Per ovviare ai limiti appena esposti sono state sviluppate le metodologie di calcolo non lineare.

1.2.4 Analisi statica non lineare di spinta laterale o analisi di pushover

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le forze stesse, vengono tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (solitamente un punto in sommità dell'edificio), fino al raggiungimento delle condizioni ultime [Serpieri, 2008].

Con tale analisi è possibile verificare la capacità della struttura, sia in termini di resistenza che di deformabilità, tenendo conto sia delle non linearità geometriche, sia di quelle del materiale.

Questo tipo di analisi può essere applicato come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione, in sostituzione di quelli elastico-lineari, o come metodo di valutazione della capacità degli edifici esistenti; può essere impiegato per valutare i rapporti di sovreresistenza o per verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q .

Il metodo di analisi appena citato è ancora in fase di studio, sperimentazione e validazione, specie per quel che riguarda la sua applicabilità alle strutture spaziali irregolari. Purtroppo l'analisi statica non-lineare non riesce (ancora) a prevedere alcuni aspetti, alcuni effetti ed alcune risposte strutturali che solamente un'analisi dinamica non-lineare oggi riesce a cogliere. Quanto appena detto vale soprattutto per le già citate

strutture spaziali irregolari, dove la risposta torsionale comporta effetti dinamici che difficilmente si riescono a prevedere con un'analisi di tipo statico.

Per tale motivo l'analisi dinamica non lineare rimane a tutt'oggi il metodo di analisi più completo a disposizione del progettista antisismico, pur ricordando il grande onere computazionale che tale procedura comporta.

1.2.5 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non-lineare è a tutt'oggi sicuramente il metodo di calcolo più affidabile per lo studio di strutture soggette all'azione sismica, in quanto permette di conoscere l'evoluzione nel tempo dei diversi parametri di risposta della struttura (spostamenti, deformazioni, tensioni e sollecitazioni).

La risposta sismica della struttura è calcolata mediante l'integrazione nel tempo delle equazioni del moto, utilizzando un modello tridimensionale dell'edificio: questo viene sollecitato da alcuni gruppi di accelerogrammi (time history), ciascuno costituito da due componenti orizzontali ed eventualmente una verticale.

Gli effetti sulla struttura possono essere rappresentati dalla media dei valori massimi temporali ottenuti in ciascuna analisi, nel caso si disponga di almeno sette gruppi di time-history; qualora si utilizzi un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi si fa riferimento ai valori più sfavorevoli.

Quanto appena detto sembrerebbe proporre l'analisi dinamica non lineare come l'approccio ottimale nell'ambito della progettazione antisismica, ma dietro a tanti pregi si nascondono i difetti del metodo di calcolo.

Innanzitutto, si devono tenere presenti l'onere computazionale e la complessità concettuale. In secondo luogo, vi è una non trascurabile difficoltà nell'individuare un modello che sia in grado di descrivere il comportamento post-elastico sotto cicli di carico e scarico degli elementi, con la conseguente dissipazione di energia per isteresi. Infine si deve considerare la difficoltà nel ricostruire gli eventi sismici attesi nella zona in cui è situato l'edificio oggetto di studio, attraverso gli accelerogrammi da utilizzare come input.

Il problema dell'onerosità computazionale diventa evidentemente ancor più significativo se si considera che le analisi devono essere ripetute per un numero elevato di volte, non solo per la necessità di garantire una validità di tipo probabilistico alle previsioni, ma anche a causa dell'iteratività propria di ogni procedimento di progettazione dovuta agli errori di modellazione, agli aggiustamenti e alle revisioni del

progetto originario.

L'edificio oggetto di studio nella presente tesi verrà sottoposto proprio a questo tipo di analisi, utilizzando sette coppie di accelerogrammi provenienti da eventi sismici reali, scalati in modo da ottenere uno spettro medio compatibile con quello di normativa.

Capitolo 2

Descrizione dell'edificio oggetto di studio

2.1 GEOMETRIA DELL'EDIFICIO

L'edificio oggetto di studio è la scuola elementare “Collina Castello” di Bisignano (CS), costruito nel 1983 (figura 2.1).

Il corpo principale ha pianta rettangolare e si sviluppa su piano terra, primo piano, secondo piano, sottotetto e copertura a padiglione. Al piano terra vi sono due vani aggiuntivi, isolati dal resto del sistema strutturale mediante giunti tecnici. L'analisi si è perciò concentrata sul solo corpo principale.

L'ossatura portante è costituita da quattro telai a tre travate e cinque pilastri in cemento armato. I telai sono collegati nella direzione trasversale dai solai in latero-cemento e dalle travi di bordo, mentre le uniche travi secondarie interne sono quelle che delimitano il vano scale. La copertura poggia su muretti e cordoli, a loro volta sorretti dal solaio del sottotetto (3° livello).



Figura 2.1 – Edificio oggetto di studio. Scuola elementare “Collina Castello”, Bisignano (CS).

Il sistema strutturale è rappresentato in figura 2.2. In particolare, i pilastri hanno tutti sezione rettangolare di dimensioni $b = 40$ cm e $h = 50$ cm, con il lato lungo nella direzione dell'orditura principale; le travi di tale orditura sono ricalate, con sezione rettangolare di misure $b = 40$ cm e $h = 60$ cm. Le travi di bordo hanno invece dimensioni $b = 50$ cm, $h = 40$ cm.

Per quanto concerne il vano scale, le travi laterali di collegamento hanno sezione rettangolare con $b = 30$ cm e $h = 40$ cm, salvo una di quelle del primo livello, realizzata in spessore di solaio con dimensioni $h = 60$ cm, $b = 25$ cm. Le travi che reggono i pianerottoli misurano invece $b = 30$ cm, $h = 50$ cm. Il corpo scala è costituito da solette rampanti in c.a. di spessore strutturale 15 cm circa, vincolate alle solette piene dei pianerottoli intermedi e dei ballatoi di sbarco, di spessore strutturale 15 cm circa.

Le falde della copertura, a differenza dei solai degli altri livelli, non sono rette da telai ma da un sistema di setti in laterizio forato, di spessore 25 cm, e da cordoli in c.a. aventi dimensioni $b = 30$ cm e $h = 24$ cm. I setti in parola gravano a loro volta sul solaio del sottotetto.

I solai di calpestio e di copertura sono in latero-cemento, con travetti prefabbricati precompressi a T rovescia, larghi 12 cm alla base e alti 8 cm, posti ad un interasse di 50 cm; l'altezza dell'intero travetto, comprensiva di parte prefabbricata e parte gettata in opera, è di 20 cm. Lo spessore della soletta in calcestruzzo è di 4.5 cm per i solai del primo e del secondo piano, di 3 cm per quelli del sottotetto e della copertura. Lo spessore del massetto è di 9 cm sul solaio di calpestio del primo piano, di 6 cm su quello del secondo, mentre è assente sui calpestii di sottotetto e di copertura. Infine lo spessore della pavimentazione è di 1.5 cm sui solai del primo e del secondo piano. Le falde sono ricoperte di tegole e coppi.

I dati geometrici sono stati forniti dal Servizio Sismico Nazionale del Dipartimento di Protezione Civile [SSN, 2004 e SSN, 2005/a].

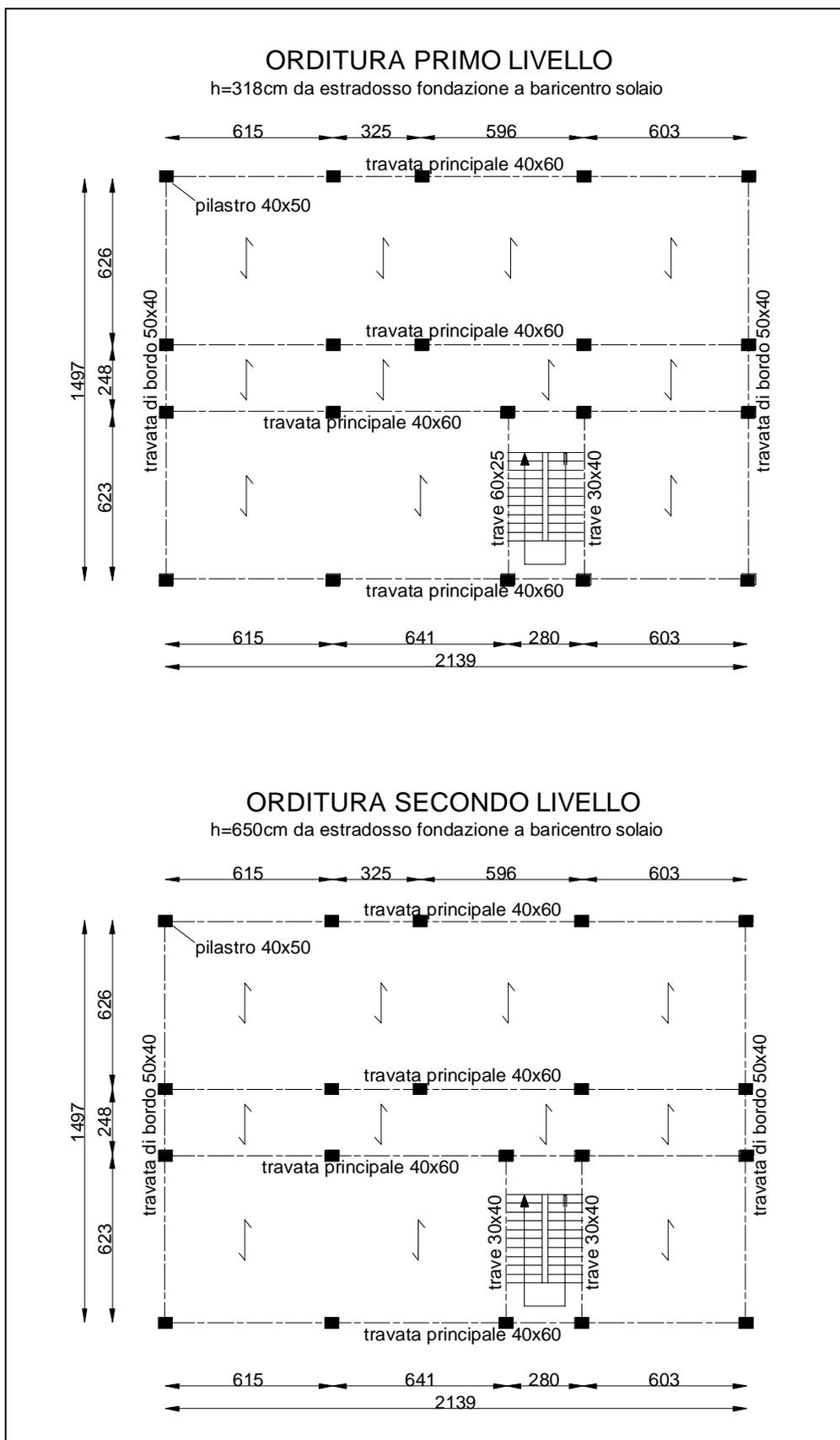


Figura 2.2 – Schema strutturale dell'edificio analizzato (quote e misure in cm).

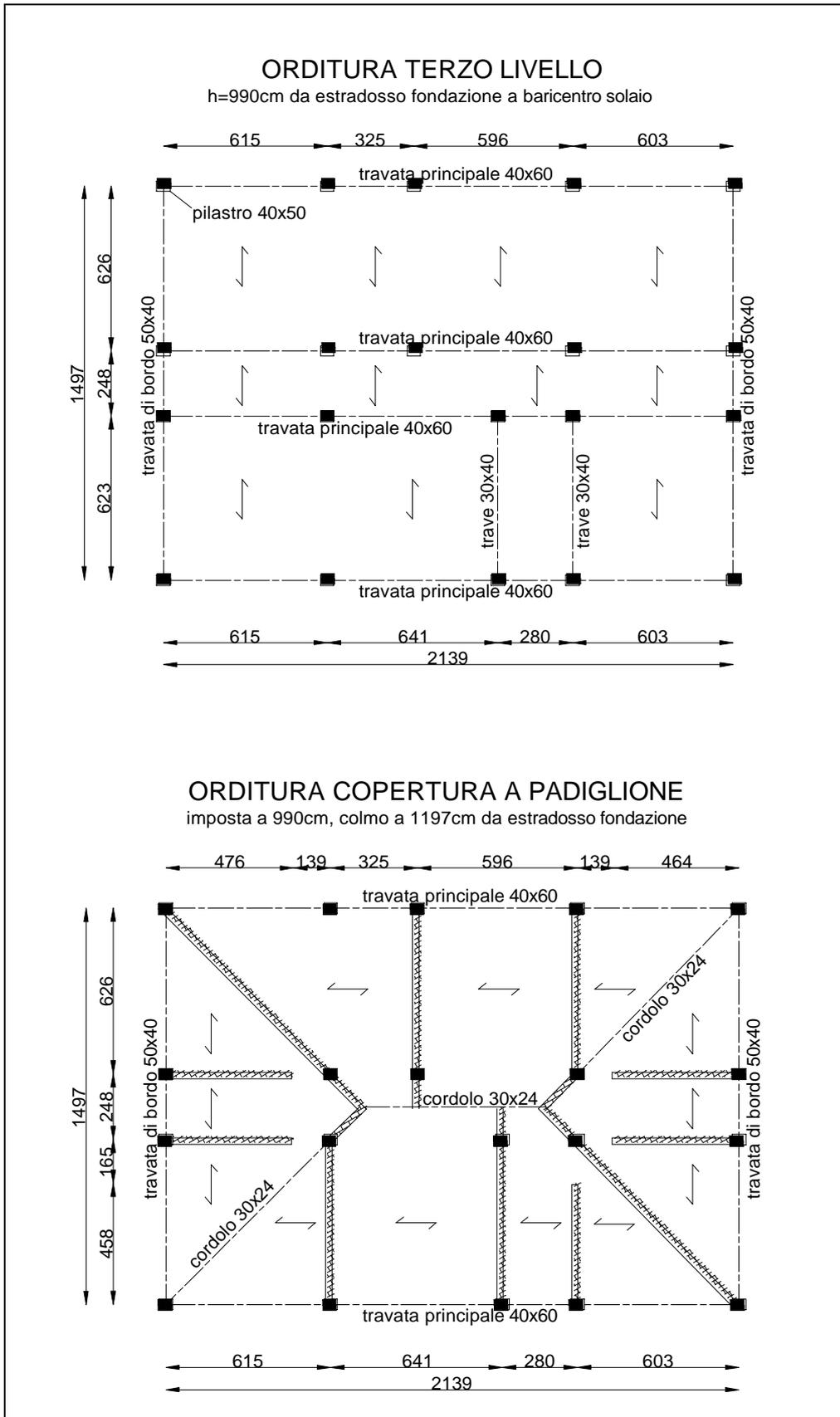


Figura 2.2 (cont.) – Schema strutturale dell'edificio analizzato (quote e misure in cm).

2.2 MATERIALI

Le proprietà meccaniche del calcestruzzo strutturale sono state determinate mediante prove ultrasoniche e sclerometriche, eseguite su 10 pilastri e 8 travi. I risultati così ottenuti sono stati calibrati mediante prove di compressione su carote prelevate da 2 dei pilastri e 2 delle travi oggetto delle prove non distruttive. Si è ricavata una resistenza cubica media pari a $R_{cm} = 35.2$ MPa caratteristica pari a $R_{ck} = 24.6$ MPa, mentre il modulo di elasticità secante è stato valutato in $E_{c,sec} = 25140$ MPa; da quest'ultimo è stato stimato il modulo di elasticità tangente all'origine $E_{c,tan} = 1.3 E_{c,sec} = 32682$ MPa. Infine, la densità di massa del calcestruzzo è risultata essere $\rho_c = 2197$ kg/m³; aggiungendo le armature, si ottiene una densità pari a circa $\rho_{c.a.} = \rho_c + 100 \text{ kg/m}^3 = 2300$ kg/m³.

Le barre di armatura sono ad aderenza migliorata. In assenza di una specifica determinazione della tensione di snervamento, si è ipotizzato che siano di acciaio FeB38K, con $f_{yk} = 375$ MPa.

Non sono state condotte campagne sperimentali per determinare le proprietà delle murature costituenti i tamponamenti ed i tramezzi; quindi, per le successive analisi, si è fatto riferimento a valori convenzionali. In particolare, sono stati assunti una resistenza a compressione diagonale media pari a $f_{diag} = 0.6$ MPa, un modulo di elasticità normale $E_m = 2700$ MPa ed un modulo di elasticità tangenziale $G_m = 900$ MPa. La densità di massa dei pannelli murari, comprensiva di blocchi, malta e intonaco, è stata stimata come $\rho_m = 1100$ kg/m³.

La densità della malta di sottofondo è stata assunta pari a $\rho_{sf} = 2000$ kg/m³, in assenza di una specifica misurazione. Anche le densità di intonaco e pavimenti sono state ipotizzate in base a valori usuali: $\rho_{int} = 2000$ kg/m³ e $\rho_{pav} = 2000$ kg/m³. Per il rivestimento della copertura (coppi, tegole e manti di coibentazione ed impermeabilizzazione) si è preso un valore complessivo del peso per unità di superficie pari a 1.0 kN/m². I blocchi di alleggerimento del solaio hanno dimensioni $b = 38$ cm, $h = 20$ cm, $L = 25$ cm; il peso di una pignatta è 0.08 kN.

Il rilievo delle proprietà dei materiali è stato curato dal Servizio Sisimico Nazionale del Dipartimento di Protezione Civile [SSN, 2004 e SSN, 2005/a].

Liv.	pavim. [kN/m ²]	sottof. [kN/m ²]	soletta [kN/m ²]	travetti [kN/m ²]	pignatte [kN/m ²]	intonaco [kN/m ²]	rivestim. [kN/m ²]	totale [kN/m ²]
1	0.3	1.8	1.035	1.104	0.64	0.2	0	5.079
2	0.3	1.2	1.035	1.104	0.64	0.2	0	4.479
3	0	0	0.69	1.104	0.64	0.2	0	2.634
cop.	0	0	0.69*	1.104*	0.64*	0	1.0*	3.434*

Tabella 2.1 – Carichi permanenti relativi ai solai, livello per livello.

In tabella 2.1 si riportano i valori dei diversi carichi su ciascun impalcato. L'asterisco accanto ai valori relativi al solaio di copertura indica che essi sono riferiti ad una superficie inclinata di un angolo medio $i_f=15.65^\circ$; il carico totale agente su una superficie orizzontale si ottiene come:

$$p_{s,cop} = \frac{p_{s,cop}^*}{\cos(i_f)} = \frac{3.434 \text{ kN/m}^2}{\cos(15.65^\circ)} = 3.566 \text{ kN/m}^2$$

dove $p_{s,cop}$ e $p_{s,cop}^*$ indicano i carichi agenti rispettivamente su una superficie orizzontale e su una inclinata di i_f .

2.3.2 Peso dei tramezzi non collocati direttamente su travi

La distribuzione dei tramezzi e dei tamponamenti è illustrata in figura 2.4. Vengono ora considerati quelli che non gravano direttamente su una trave, che nel seguito verranno anche definiti “sparsi”.

Il calcolo viene effettuato partendo dal volume dei tramezzi di ciascun piano, moltiplicandolo per il peso specifico della muratura assunto pari a 11 kN/m^3 , e dividendo questo valore per l'area del piano:

$$A_{\text{piano}} = (21.39\text{m})(14.97\text{m}) = 320.2083\text{m}^2.$$

I risultati sono riassunti nella tabella 2.2, in cui per ogni piano si riportano il volume dei tramezzi sparsi, il relativo peso e il carico per unità di superficie.

Piano	Volume [m ³]	Peso [kN]	Carico [kN/m ²]
terra	37.785	415.6383	1.298
1	17.013	187.1443	0.584
2	14.467	159.1418	0.497
sottotetto	12.285	135.1369	0.422

Tabella 2.2 – Calcolo dei carichi dovuti ai tramezzi sparsi, piano per piano.

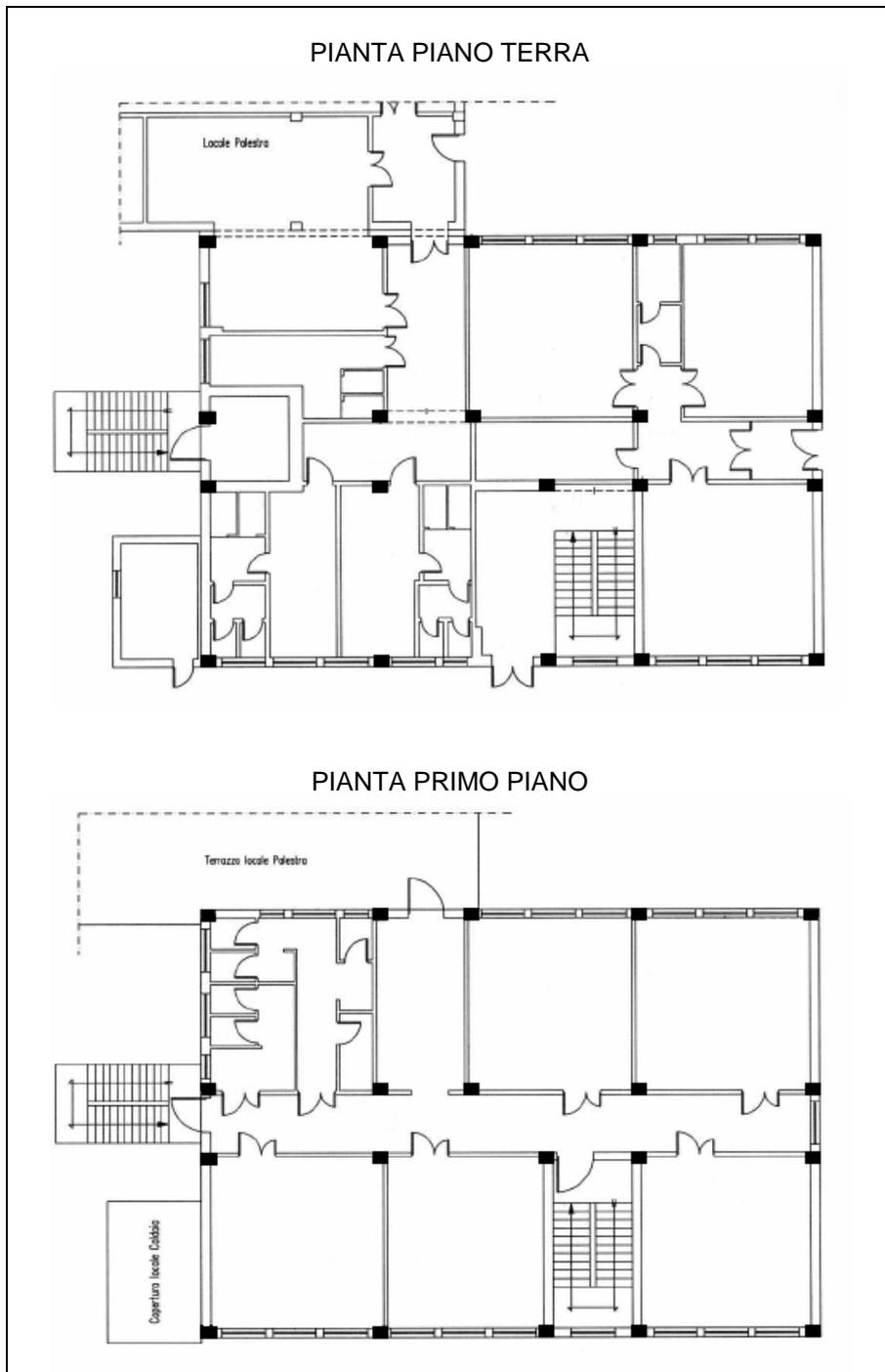


Figura 2.4 – *Piante dell'edificio: disposizione dei muri.*

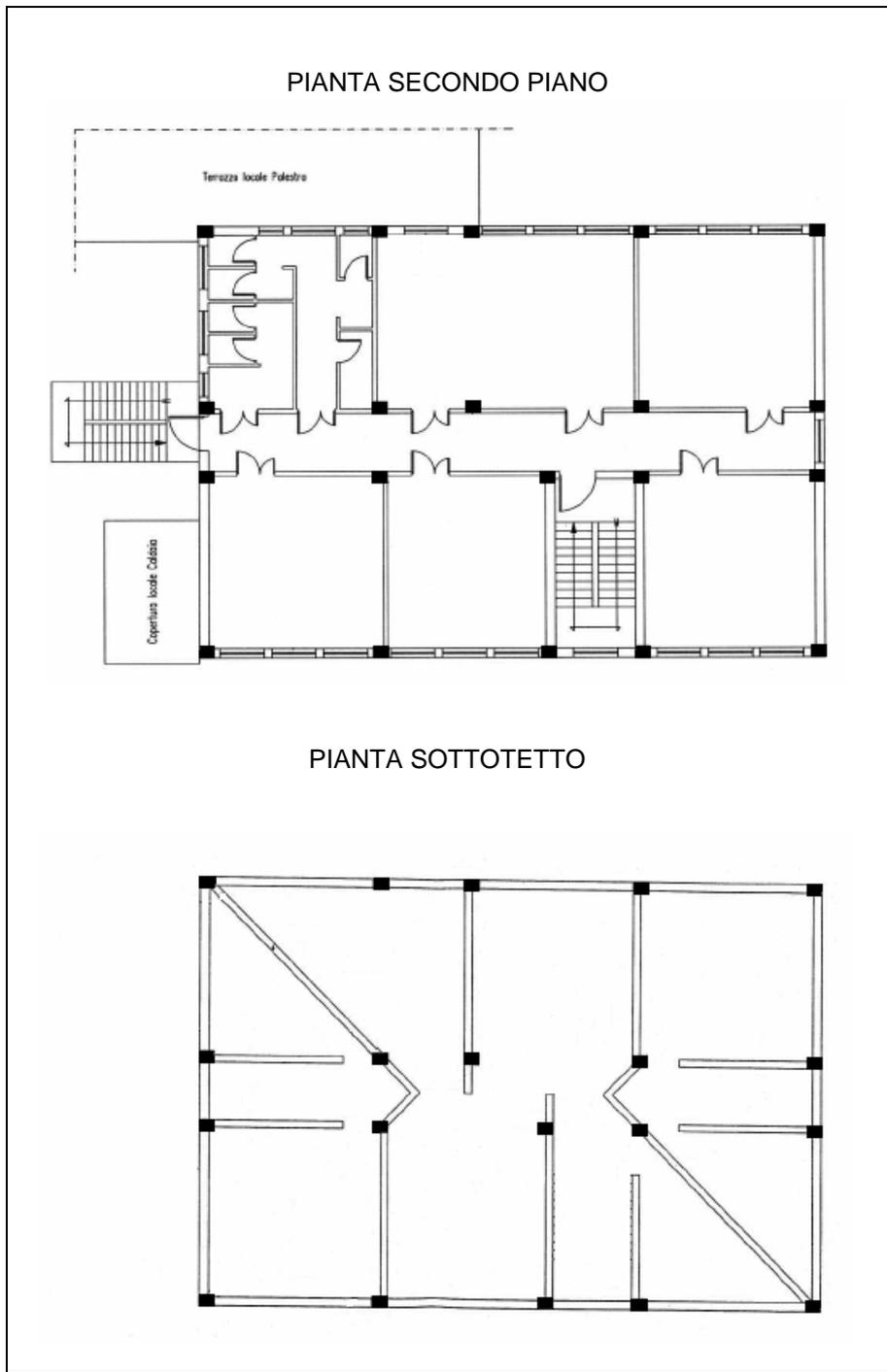


Figura 2.4 (cont.) – *Piante dell'edificio: disposizione dei muri.*

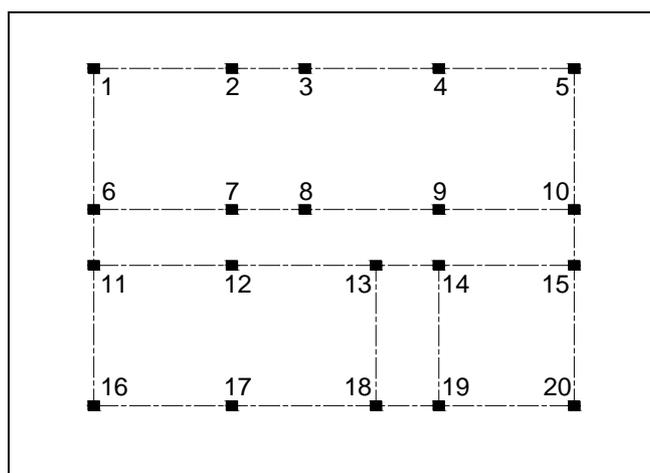


Figura 2.5 – Numerazione dei pilastri sulla pianta del generico livello.

I valori così ottenuti sono tutti riferiti a superfici orizzontali. Per assegnare alle falde inclinate della copertura il carico da cui ricavare la massa collaborante, è necessario trasformare il peso dei muretti del sottotetto in un carico per unità di area inclinata:

$$p_{m,ST}^* = p_{m,ST} \cdot \cos(i_f) = (0.422 \text{ kN/m}^2) \cos(15.65^\circ) = 0.406 \text{ kN/m}^2 .$$

dove $p_{m,ST}^*$ e $p_{m,ST}$ indicano il peso dei muretti del sottotetto per unità di area inclinata ed orizzontale, rispettivamente.

2.3.3 Peso dei tamponamenti e dei tramezzi che insistono su travi

Considerando le piante riportate in figura 2.4, e facendo riferimento alla numerazione dei pilastri indicata in figura 2.5, si calcolano ora i carichi lineari agenti sulle travi per effetto dei muri posti in corrispondenza di esse.

I carichi in parola vengono assunti uniformi e costanti sull'intera travata per i muri di piano terra, primo e secondo piano. Per i muri del sottotetto, si considera un carico uniforme agente sulle singole campate sottostanti direttamente caricate. Volendo invece valutare la massa competente alle falde di copertura, il peso degli stessi setti viene distribuito sull'intera superficie inclinata, come visto nel paragrafo precedente a proposito dei muri sparsi.

Il calcolo comincia con la valutazione del volume dei muri che insistono su una singola trave o su un'intera travata, a seconda del caso; si calcola quindi il peso dei muri, considerando un peso specifico di 11 kN/m^3 , e lo si divide per la lunghezza della campata o della travata, ottenendo un carico per unità di lunghezza. I risultati sono

riportati nella tabella 2.3 per quanto riguarda i primi due piani e il piano terra, e nella tabella 2.4 per quanto riguarda il sottotetto.

Come anticipato, per le falde della copertura si assimila il peso dei muri del sottotetto posti sulle travi a quello dei tramezzi sparsi; si ottiene allora un carico per unità di superficie orizzontale dato da:

$$\text{Volume} = 5.21 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (5.21 \text{ m}^3)(11 \text{ kN/m}^3) = 57.3235 \text{ kN}$$

$$p_{m,ST,bis} = \frac{\text{Peso}}{A_{\text{piano}}} = \frac{57.3235 \text{ kN}}{320.2083 \text{ m}^2} = 0.179 \text{ kN/m}^2$$

questo carico viene poi riportato ad una superficie avente la pendenza media delle falde:

$$p^*_{m,ST,bis} = p_{m,ST,bis} \cdot \cos(i_f) = (0.179 \text{ kN/m}^2) \cos(15.65^\circ) = 0.172 \text{ kN/m}^2 .$$

Trave o travata	Piano terra [kN/m]	Piano 1 [kN/m]	Piano 2 [kN/m]
1-5	4.31	6.19	6.24
6-10	2.95	3.44	3.47
11-15	6.28	4.19	4.23
16-20	5.76	5.79	5.84
1-16	8.57	8.33	8.39
5-20	9.77	10.08	10.15
13-18	0	10.33	10.40
14-19	10.19	10.33	10.40

Tabella 2.3 – Calcolo dei carichi dovuti ai tramezzi collocati in corrispondenza di travi, per piano terra, primo e secondo piano.

Trave	Sottotetto [kN/m]
6-7	1.43
9-10	1.41
11-12	1.43
14-15	1.41
13-18	2.38
14-19	1.28

Tabella 2.4 – Calcolo dei carichi dovuti ai muretti del sottotetto collocati in corrispondenza di travi.

2.3.4 Carichi variabili

Si considerano i valori dei carichi variabili suggeriti da [NTC, 2008].

In particolare, per i primi due livelli si fa riferimento al sovraccarico per ambienti suscettibili di affollamento:

$$p_{v,L1} = p_{v,L2} = 3.0 \text{ kN/m}^2 .$$

Il terzo livello non presenta sovraccarico alcuno, in quanto il sottotetto non è accessibile. Per quanto riguarda la copertura, anch'essa non accessibile, si prende il valore:

$$p_{v,L3} = 0.5 \text{ kN/m}^2 .$$

Per maggiori dettagli relativi all'analisi dei carichi, si rimanda all'appendice A.

Modellazione dell'edificio oggetto di studio

3.1 MODELLO ELASTICO-LINEARE AGLI ELEMENTI FINITI

3.1.1 Generalità

L'edificio oggetto d'indagine è stato modellato con il software *SAP 2000*.

Si sono impiegati elementi di tipo “beam” per rappresentare travi e pilastri. Si sono assunti tutti gli assi coincidenti, anche se, dalla documentazione disponibile, pare che le travi del vano scale siano leggermente eccentriche, essendo state realizzate a filo dei muri; l'errore commesso è di 5 cm per la trave 60x25 e di 10 cm per la trave 30x40.

E' stato definito un materiale avente densità di massa e modulo di Young, tangente all'origine, uguali a quelli medi determinati dalle indagini sperimentali sul calcestruzzo.

I solai sono stati omessi, ma la loro massa è stata inclusa nel carico assegnato alle travi di piano. La notevole rigidità offerta dai solai nel loro piano è stata messa in conto ricorrendo a dei “rigid diaphragm constraint”: i nodi di ogni piano sono stati vincolati a mantenere inalterata la posizione reciproca all'interno del piano stesso.

Le masse sono state assegnate partendo dal peso proprio degli elementi strutturali e dai carichi ad essi assegnati; in particolare, per ogni livello è stato considerato il peso proprio del solaio, metà del peso dei muri del piano sottostante e metà del peso dei muri del piano sovrastante.

Lo scopo di questa analisi è studiare l'effetto irrigidente dovuto a tramezzi e tamponamenti. Essi vengono presi in considerazione introducendo delle bielle elastiche, la cui sezione è stata determinata secondo la trattazione proposta in [Dolsek, Fajfar, 2008]; i valori così ottenuti sono stati poi aggiustati, al fine di ottenere per i primi tre modi di vibrare forme e frequenze il più possibile vicine a quelle misurate con prove di identificazione dinamica [SSN, 2005/b]. Per simulare meglio le condizioni in cui tali prove sono state svolte, specialmente per la presenza di arredo all'interno dell'edificio, si è considerata una massa aggiuntiva corrispondente al 15% del carico variabile.

Vista la piccola entità delle deformazioni indotte con le prove dinamiche, si ipotizza che le sezioni in calcestruzzo di travi e pilastri siano completamente reagenti, e si trascura l'armatura.

3.1.2 Semplificazione del modello: telaio spaziale su tre livelli

L'insieme dei muretti del sottotetto e delle falde inclinate è piuttosto rigido se comparato al sistema strutturale intelaiato. Si è perciò pensato di rimuovere dal modello la copertura, assegnando all'orizzontamento del terzo livello le masse ad essa competenti.

Una prima analisi è stata condotta includendo anche la copertura; i muretti sono stati sostituiti da cordoli 30x24 (analoghi a quelli esistenti) e i punti della copertura vincolati a muoversi come un corpo rigido. Poi si è impiegato il modello semplificato, nel quale le masse assegnate alle travi del terzo livello comprendono i carichi della copertura, opportunamente riportati alla superficie orizzontale.

Dal confronto, è emerso che la differenza nei valori delle prime 9 frequenze è stata nell'ordine dell'1÷2%, ed una notevole somiglianza è stata rilevata fra le corrispondenti forme modali. Pertanto, nelle successive analisi, si farà riferimento ad un telaio spaziale su tre livelli, senza copertura a padiglione, come rappresentato in figura 3.1.

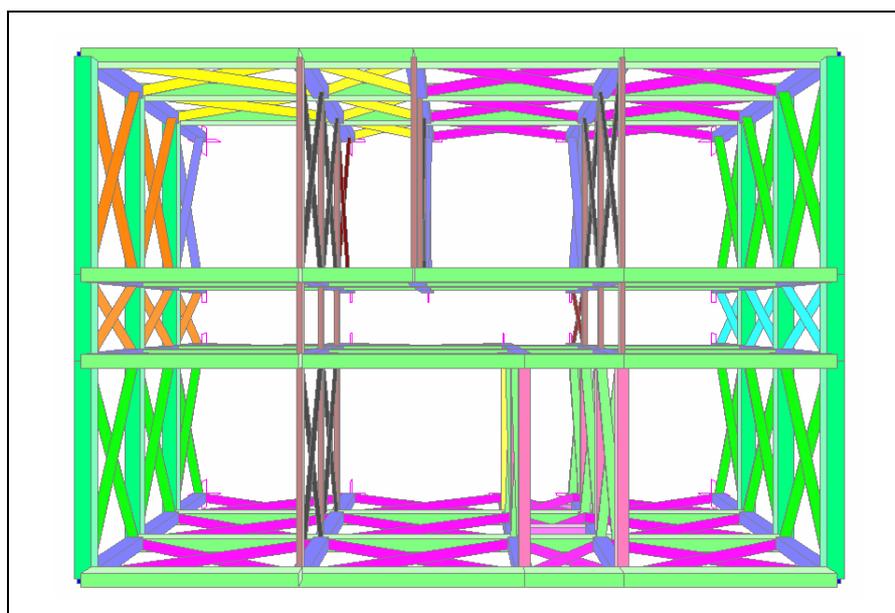


Figura 3.1 – Modello agli elementi finiti dell'edificio oggetto d'indagine. I colori individuano le diverse sezioni adottate per gli elementi beam.

3.1.3 Carichi assegnati alle travi per il calcolo delle masse

Per la determinazione delle masse su ciascuna trave, si sono considerati i seguenti carichi:

- peso proprio del solaio, moltiplicato per la larghezza di influenza;
- metà del peso dei muri sparsi del piano sottostante, moltiplicato per la larghezza di influenza;
- metà del peso dei muri sparsi del piano sovrastante, moltiplicato per la larghezza di influenza;
- metà del peso dei muri del piano sottostante collocati in corrispondenza della trave;
- metà del peso dei muri del piano sovrastante collocati in corrispondenza della trave;
- 15% del carico variabile, moltiplicato per la larghezza di influenza.

Si è assunto poi che una striscia di solaio, larga 50 cm, scarichi sulla travata secondaria di bordo, che ha area di influenza pari a:

$$A_{\text{bordo}} = (0.5\text{m})(14.97\text{m}) = 7.485\text{m}^2 .$$

Il carico di superficie, impiegato per calcolare le masse agenti sulle altre travi, è stato perciò ridotto della corrispondente quantità; detto p_{tot} il carico totale, quello ridotto è dato da:

$$p_{\text{rid}} = p_{\text{tot}} - \frac{p_{\text{tot}} \cdot A_{\text{bordo}} \cdot 2}{A_{\text{piano}}} .$$

Di conseguenza, il carico sulle travi dell'orditura principale è stato calcolato a partire da p_{rid} , mentre quello sulle travi di bordo secondarie a partire da p_{tot} . I carichi di superficie sono stati moltiplicati per la larghezza di influenza, e ad essi si sono sommati i carichi di linea dovuti ai tramezzi.

Il prospetto di tabella 3.1 riepiloga i risultati di queste operazioni. Si noti che sulle travi 13-18 e 14-19 non poggiano solai: le masse ad esse relative provengono soltanto dai tramezzi sovrastanti e sottostanti.

Alle masse indotte dai carichi appena definiti, si devono aggiungere quelle degli elementi strutturali (travi e pilastri), operazione eseguita in maniera automatica dal software *SAP 2000*.

Per maggiori dettagli relativi al calcolo dei carichi sulle travi, si veda l'appendice A.

Trave o travata	Livello 1		Livello 2		Livello 3	
	permanente [kN/m]	variabile [kN/m]	permanente [kN/m]	variabile [kN/m]	permanente [kN/m]	variabile [kN/m]
1-5	23.22	1.35	21.21	1.35	23.62	0.22
6-7	28.28	1.88	24.39	1.88	31.78	0.31
7-8	28.28	1.88	24.39	1.88	30.36	0.31
8-9	28.28	1.88	24.39	1.88	30.36	0.31
9-10	28.28	1.88	24.39	1.88	31.76	0.31
11-12	30.26	1.87	25.09	1.87	32.10	0.31
12-13	30.26	1.87	25.09	1.87	30.67	0.31
13-14	30.26	1.87	25.09	1.87	30.67	0.31
14-15	30.26	1.87	25.09	1.87	32.08	0.31
16-20	23.68	1.34	20.76	1.34	23.36	0.22
1-16	11.46	0.225	10.87	0.225	7.63	0.04
5-20	12.93	0.225	12.63	0.225	8.52	0.04
13-18	5.17	0	10.37	0	7.57	0
14-19	10.26	0	10.37	0	6.48	0

Tabella 3.1 – Carichi assegnati alle travi per il calcolo delle masse, escluso il peso proprio di travi e pilastri.

3.1.4 Modellazione delle pareti in muratura

Benchè essi non abbiano funzione propriamente strutturale, i tramezzi e i tamponamenti giocano un ruolo decisivo sulla rigidità dell'edificio. Verrà mostrato in seguito che l'inserimento di tali elementi non solo altera il valore delle frequenze modali, ma provoca anche un'inversione nell'ordine delle forme modali.

Nel modello ad elementi finiti, le pareti sono state sostituite da bielle, seguendo un'impostazione diffusa nella letteratura. Nello specifico si è fatto riferimento a [Dolsek, Fajfar, 2008], dove viene proposta la seguente relazione per la rigidità elastica delle bielle (figura 3.2):

$$k_{eq} = \frac{F_h}{\delta_h} = 0.5 \cdot \lambda_0 \cdot \frac{G_m \cdot L_w \cdot t_w}{H_w}$$

dove:

k_{eq} è la rigidezza della biella intesa come rapporto fra forza orizzontale (F_h) e spostamento orizzontale (δ_h);

L_w è la lunghezza del pannello di muratura;

H_w è l'altezza del pannello di muratura;

t_w è lo spessore del pannello di muratura;

G_m è il modulo di elasticità a taglio della muratura, assunto pari a 9000 MPa;

0.5 tiene conto della presenza di due bielle, una tesa e una compressa.

Il coefficiente λ_0 tiene conto della riduzione di rigidezza dovuta alle aperture; detta L_0 la lunghezza totale in pianta delle aperture in un pannello, indifferentemente porte o finestre, il coefficiente è dato da:

$$\lambda_0 = 1 - \frac{1.5 \cdot L_0}{L_w} \geq 0.10$$

Nella trattazione originale il limite inferiore sarebbe 0.00; tuttavia il valore 0.10 proposto fornisce una stima migliore della rigidezza dei tamponamenti con molte aperture. Essa infatti non è da ritenersi nulla, come in seguito mostrato con un confronto fra portali controventati e portali analoghi dotati di pannelli murari.

Il valore di rigidezza così ottenuto viene trasformato nella rigidezza assiale equivalente della biella:

$$(EA)_{eq} = \frac{k_{el} \cdot L_{bd}}{\cos^2 \alpha} = \frac{k_{el} \cdot L_{bd}^3}{L_w^2}$$

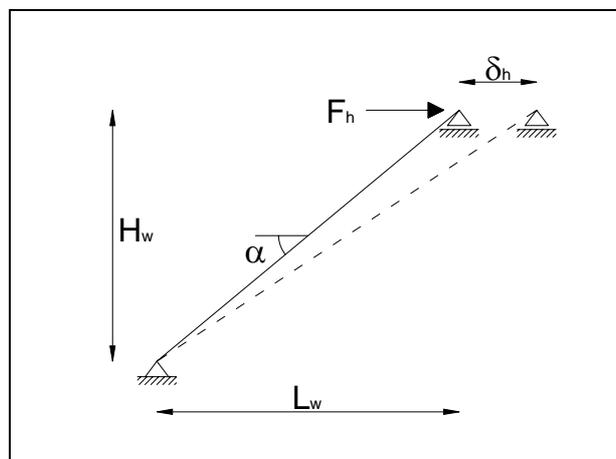


Figura 3.2 – Definizioni geometriche relative alle bielle equivalenti.

dove L_{bd} è la lunghezza della biella diagonale; supponendo che essa abbia sezione rettangolare, con spessore t_{eq} pari a quello del muro, se ne determina l'altra dimensione a_{eq} assumendo un modulo elastico fittizio $E_{eq} = 200000$ MPa:

$$a_{eq} = \frac{(EA)_{eq}}{t_{eq} \cdot E_{eq}}$$

Le tabelle 3.2 e 3.3 riassumono l'operazione di calcolo delle bielle equivalenti.

Muro	Descrizione	L_w [cm]	H_w [cm]	t_w [cm]	L_0 [cm]	λ_0	k_{eq} [kN/cm]	t_{eq} [cm]	a_{eq} [cm]	a_{adj} [cm]
piano terra										
1-2	assente	615	318	-	-	-	-	-	-	-
2-3	1 porta	325	318	35	129	0.40	651.30	35	0.828	0.755
3-4	3 finestre	596	318	35	462	0.10	295.19	35	0.366	0.230
4-5	3 finestre	603	318	35	393	0.10	298.66	35	0.372	0.230
16-17	3 finestre	615	318	35	462	0.10	304.60	35	0.382	0.230
17-18	2 finestre + 1 porta	641	318	35	386	0.10	317.48	35	0.404	0.230
18-19	1 finestra	280	318	35	154	0.18	242.69	35	0.336	0.230
19-20	3 finestre	603	318	35	462	0.10	298.66	35	0.372	0.230
1-6	2 finestre	626	318	35	308	0.26	812.26	35	1.025	1.100
6-11	1 porta	248	318	35	123	0.26	314.50	35	0.479	0.454
11-16	pieno	623	318	35	0	1.00	3085.61	35	3.887	3.910
5-10	pieno	626	318	35	0	1.00	3100.47	35	3.912	3.910
10-15	1 porta	248	318	35	146	0.12	143.63	35	0.219	0.202
15-20	pieno	623	318	35	0	1.00	3085.61	35	3.887	3.910
primo piano										
1-2	3 finestre	615	332	35	324	0.21	611.97	35	0.789	0.755
2-3	1 porta	325	332	35	126	0.42	645.18	35	0.875	0.755
3-4	3 finestre	596	332	35	462	0.10	282.74	35	0.361	0.230
4-5	3 finestre	603	332	35	462	0.10	286.06	35	0.367	0.230
16-17	3 finestre	615	332	35	462	0.10	291.75	35	0.376	0.230
17-18	3 finestre	641	332	35	462	0.10	304.09	35	0.398	0.230
18-19	1 finestra	280	332	35	154	0.18	232.45	35	0.347	0.230
19-20	3 finestre	603	332	35	462	0.10	286.06	35	0.367	0.230
1-6	3 finestre	626	332	35	393	0.10	296.97	35	0.385	0.454
6-11	1 porta	248	332	35	123	0.26	301.24	35	0.498	0.454
11-16	pieno	623	332	35	0	1.00	2955.50	35	3.827	3.910
5-10	pieno	626	332	35	0	1.00	2969.73	35	3.852	3.910
10-15	1 finestra	248	332	35	155	0.10	117.65	35	0.194	0.202
15-20	pieno	623	332	35	0	1.00	2955.50	35	3.827	3.910
secondo piano										
1-2	3 finestre	615	340	35	324	0.21	597.57	35	0.783	0.755
2-3	1 finestra	325	340	35	154	0.29	435.44	35	0.613	0.755
3-4	3 finestre	596	340	35	462	0.10	276.09	35	0.359	0.230
4-5	3 finestre	603	340	35	462	0.10	279.33	35	0.364	0.230
16-17	3 finestre	615	340	35	462	0.10	284.89	35	0.373	0.230
17-18	3 finestre	641	340	35	462	0.10	296.93	35	0.394	0.230
18-19	1 finestra	280	340	35	154	0.18	226.99	35	0.353	0.230
19-20	3 finestre	603	340	35	462	0.10	279.33	35	0.364	0.230
1-6	3 finestre	626	340	35	393	0.10	289.99	35	0.382	0.454
6-11	1 porta	248	340	35	123	0.26	294.15	35	0.509	0.454
11-16	pieno	623	340	35	0	1.00	2885.96	35	3.798	3.910
5-10	pieno	626	340	35	0	1.00	2899.85	35	3.822	3.910
10-15	1 finestra	248	340	35	155	0.10	114.88	35	0.199	0.202
15-20	pieno	623	340	35	0	1.00	2885.96	35	3.798	3.910

Tabella 3.2 – Calcolo delle bielle equivalenti per i muri di tamponamento.

Nel modello della scuola di Bisignano sono state considerate solo le pareti poste fra due pilastri, sia nella direzione dei telai, sia in quella trasversale. Nelle tabelle, i vari pannelli vengono identificati con i numeri dei pilastri fra i quali sono situati, facendo riferimento alla numerazione di figura 2.5.

Muro	Descrizione	L_w [cm]	H_w [cm]	t_w [cm]	L_0 [cm]	λ_0	k_{eq} [kN/cm]	t_{eq} [cm]	a_{eq} [cm]	a_{adj} [cm]
piano terra										
6-7	pieno a metà, $t=15$ cm	615	318	15	231	0.44	569.93	15	1.667	1.060
7-8	assente	325	318	-	-	-	-	-	-	-
8-9	pieno, $t=15$ cm	596	318	15	0	1.00	1265.09	15	3.660	3.351
9-10	1 porta, $t=15$ cm	603	318	15	131	0.67	862.85	15	2.506	1.761
11-12	1 porta, $t=15$ cm-40cm	615	318	28	90	0.78	1901.89	33	2.529	2.380
12-13	1 porta, $t=15$ cm-40cm	641	318	28	90	0.79	2004.91	33	2.709	2.380
13-14	pieno, $t=15$ cm	280	318	15	0	1.00	594.34	15	1.922	1.761
14-15	1 porta, $t=15$ cm	603	318	15	137	0.66	843.75	15	2.451	1.761
2-7	2 porte, $t=15$ cm	626	318	15	243	0.42	555.07	15	1.634	1.060
7-12	assente	248	318	-	-	-	-	-	-	-
12-17	assente	623	318	-	-	-	-	-	-	-
3-8	1 porta, $t=15$ cm	626	318	15	90	0.78	1042.22	35	1.315	1.100
4-9	1 porta, $t=15$ cm	626	318	15	137	0.67	892.57	35	1.126	1.100
9-14	1 porta, $t=15$ cm	248	318	15	70	0.58	303.54	15	1.079	1.060
13-18	assente	623	318	-	-	-	-	-	-	-
14-19	pieno, $t=33$ cm	623	318	33	0	1.00	2909.29	33	3.887	2.380
primo piano										
6-7	2 porte, $t=15$ cm	615	332	15	246	0.40	500.15	15	1.505	1.060
7-8	1 porta, $t=15$ cm	325	332	15	123	0.43	285.66	15	0.904	1.060
8-9	1 porta, $t=15$ cm	596	332	15	123	0.69	836.63	15	2.493	1.761
9-10	1 porta, $t=15$ cm	603	332	15	132	0.67	823.42	15	2.462	1.761
11-12	1 porta, $t=15$ cm	615	332	15	123	0.70	875.26	15	2.633	1.761
12-13	1 porta, $t=15$ cm	641	332	15	123	0.71	928.13	15	2.832	1.761
13-14	1 porta, $t=30$ cm	280	332	30	125	0.33	376.13	15	1.310	1.060
14-15	1 porta, $t=15$ cm	603	332	15	123	0.69	850.87	15	2.544	1.761
2-7	pieno, $t=15$ cm	626	332	15	0	1.00	1272.74	15	3.852	3.351
7-12	assente	248	332	-	-	-	-	-	-	-
12-17	pieno, $t=15$ cm	623	332	15	0	1.00	1266.64	15	3.827	3.351
3-8	pieno, $t=15$ cm	626	332	15	0	1.00	1272.74	15	3.852	3.351
4-9	pieno, $t=15$ cm	626	332	15	0	1.00	1272.74	15	3.852	3.351
9-14	assente	248	332	-	-	-	-	-	-	-
13-18	pieno, $t=33$ cm	623	332	33	0	1.00	2786.61	33	3.827	2.380
14-19	pieno, $t=33$ cm	623	332	33	0	1.00	2786.61	33	3.827	2.380
secondo piano										
6-7	2 porte, $t=15$ cm	615	340	15	246	0.40	488.38	15	1.494	1.060
7-8	1 porta, $t=15$ cm	325	340	15	123	0.43	278.93	15	0.916	1.060
8-9	1 porta, $t=15$ cm	596	340	15	123	0.69	816.95	15	2.477	1.761
9-10	1 porta, $t=15$ cm	603	340	15	132	0.67	804.04	15	2.445	1.761
11-12	1 porta, $t=15$ cm	615	340	15	123	0.70	854.67	15	2.614	1.761
12-13	1 porta, $t=15$ cm	641	340	15	123	0.71	906.29	15	2.809	1.761
13-14	1 porta, $t=30$ cm	280	340	30	125	0.33	367.28	15	1.334	1.060
14-15	1 porta, $t=15$ cm	603	340	15	123	0.69	830.85	15	2.527	1.761
2-7	pieno, $t=15$ cm	626	340	15	0	1.00	1242.79	15	3.822	3.351
7-12	assente	248	340	-	-	-	-	0	0.000	
12-17	pieno, $t=15$ cm	623	340	15	0	1.00	1236.84	15	3.798	3.351
3-8	assente	626	340	-	-	-	-	0	0.000	
4-9	pieno, $t=15$ cm	626	340	15	0	1.00	1242.79	15	3.822	3.351
9-14	assente	248	340	-	-	-	-	0	0.000	
13-18	pieno, $t=33$ cm	623	340	33	0	1.00	2721.04	33	3.798	2.380
14-19	pieno, $t=33$ cm	623	340	33	0	1.00	2721.04	33	3.798	2.380

Tabella 3.3 – Calcolo delle bielle equivalenti per i tramezzi.

Con il metodo illustrato si sono dimensionate le bielle equivalenti in via preliminare. I valori ottenuti sono stati poi aggiustati, al fine di ottenere, con il modello elastico lineare, forme modali e frequenze il più possibile simili a quelle registrate per i primi tre modi mediante prove dinamiche sull'edificio [SSN, 2005/b]. I valori corretti sono indicati con a_{adj} .

Per chiudere tutte le maglie del traliccio verticale che si viene a creare, ai vari piani sono stati aggiunti dei cordoli di dimensioni $b = 15$ cm, $h = 24$ cm, laddove non sono presenti travi di collegamento secondarie; la loro funzione, nell'edificio reale, è effettivamente svolta dai travetti del solaio più vicini al pannello di muratura studiato.

3.1.5 Risultati dell'analisi modale

Il modello di telaio semplice e quello provvisto di bielle sono stati sottoposti ad analisi modale mediante il programma *SAP 2000*. L'attenzione si è concentrata sui primi tre modi di vibrare, in termini di forme modali e frequenze naturali; infatti, di tali modi sono disponibili le forme e i periodi rilevati dal Servizio Sismico Nazionale mediante prove dinamiche sull'edificio [SSN, 2005/b].

In figura 3.3 sono rappresentate le forme modali rilevate e quelle calcolate con e senza l'effetto delle murature. I rilievi mostrano un primo modo traslazionale nella direzione dei telai, detta anche direzione forte o direzione X; a questo modo corrisponde un periodo di 0.2045 s ovvero una frequenza di 4.889 Hz. Il secondo modo risulta essere prevalentemente traslazionale nella direzione ortogonale ai telai, detta anche direzione debole o direzione Y, con una componente di torsione aggiuntiva dovuta all'eccentricità fra masse e rigidezze; il corrispondente periodo è di 0.1661 s e la frequenza è di 6.020 Hz. Infine, è stato rilevato un terzo modo di tipo prevalentemente torsionale, con periodo di 0.1369 s ovvero frequenza di 7.302 Hz.

Si è scritto in precedenza che la dimensione delle bielle, calcolata in primo approccio con il metodo illustrato, è stata aggiustata per meglio riprodurre il reale comportamento strutturale. Infatti, è stato possibile ottenere dall'analisi forme molto simili a quelle rilevate per i primi tre modi (traslazione secondo X, traslazione secondo Y, torsione). Anche i periodi e le frequenze calcolate si avvicinano molto a quelli osservati in loco: 0.1949 s, 0.1671 s, 0.1397 s rispettivamente, ovvero 5.141 Hz, 5.984 Hz, 7.158 Hz; l'errore commesso nella valutazione dei primi tre periodi risulta compreso fra l'1% e il 5%, valori che possono dirsi soddisfacenti.

Modo	T rilevato [s]	T numerico [s]	errore su T [%]	f rilevata [Hz]	f numerica [Hz]	errore su f [%]
1	0.2045	0.1949	-5	4.889	5.141	+5
2	0.1661	0.1671	+1	6.020	5.984	-1
3	0.1369	0.1397	+2	7.302	7.158	-2

Tabella 3.4 – *Confronto fra i periodi e le frequenze dei primi tre modi, rilevati e calcolati considerando la rigidezza dei muri mediante bielle equivalenti.*

In tabella 3.4 si riporta il confronto appena sviluppato fra i periodi e le frequenze rilevati con le prove dinamiche e calcolati tenendo in considerazione la rigidezza dei muri.

3.1.6 Effetto delle murature sull'ordine dei modi di vibrare

Come già anticipato, considerando la rigidezza delle murature si ottiene per l'edificio in analisi un'inversione nell'ordine dei modi di vibrare, rispetto al caso di semplice telaio tridimensionale; questo a conferma dell'importanza che le pareti, tradizionalmente considerate non-portanti in un sistema intelaiato, rivestono nel definire la risposta dell'edificio.

Il primo modo, ricavato dall'analisi del solo telaio, è di traslazione nella direzione ortogonale all'orditura principale; inserendo le bielle, tale modo diventa secondo, con l'aggiunta di effetti torcenti. Il secondo modo, desunto dalla sola ossatura, è torsionale; l'introduzione delle bielle comporta invece che il modo torsionale sia il terzo. Infine, trascurando le pareti, si ottiene un terzo modo traslazionale nella direzione dei telai principali, modo che risulta essere il primo quando si aggiungono le bielle equivalenti. Inversioni analoghe interessano i modi IV, V, VI e i modi VII, VIII, IX.

Si può dunque affermare che le murature irrigidiscono sensibilmente la struttura nella direzione ortogonale all'orditura principale, a tal punto che l'edificio appare più flessibile proprio nella direzione dei telai portanti che non in quella perpendicolare. D'altra parte, osservando le piante dell'edificio si può osservare che le pareti di grosso spessore (35cm) orientate secondo i telai presentano molte più aperture rispetto a quelle perpendicolari.

I risultati sopra esposti sono rappresentati nella figura 3.3, dove si riportano le prime tre forme modali calcolate in entrambi i casi, accanto a quelle rilevate con prove dinamiche sull'edificio. La rigidezza delle bielle è assunta nulla per ricavare la soluzione in assenza di murature.

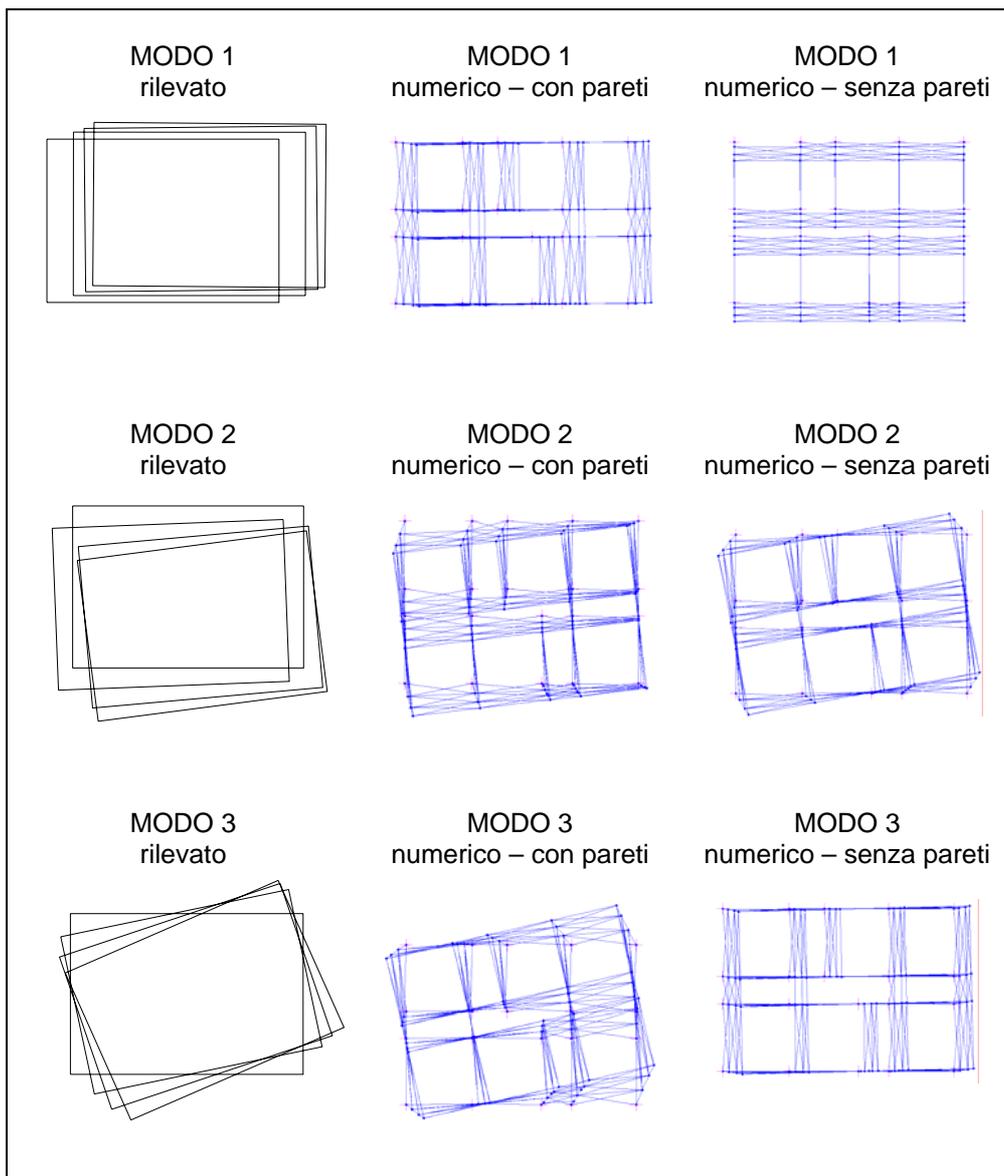


Figura 3.3 – Prime tre forme modali: confronto fra quelle rilevate e quelle calcolate, con e senza muri

3.1.7 Validazione numerica del modello a bielle

Il dimensionamento delle bielle equivalenti è stato verificato confrontando la rigidità laterale di portali riempiti di muratura (infilled frame) con quella di analoghi portali controventati da bielle.

La muratura è stata modellata in *SAP 2000* mediante elementi bidimensionali, aventi una mesh di 25 cm e lo spessore uguale a quello della parete considerata. Sono stati

considerati portali sia nella direzione dell'orditura principale, sia nella direzione ortogonale ad essa.

In figura 3.4 viene riepilogato il confronto; per ogni configurazione si riportano lo schema di “infilled frame”, quello di portale controventato con bielle, e il rapporto fra la rigidezza del secondo (k_b) e quella del primo (k_m). In figura vengono anche riepilogate le misure degli elementi costituenti ciascun telaio.

Nel caso di figura 3.4(a) si è considerato un muro di spessore pari a 15 cm, all'interno di un portale in cui trave e pilastri hanno le dimensioni tipiche dei telai principali; questo schema rappresenta il muro senza aperture del piano terra posto fra i pilastri 8 e 9; considerando le due bielle equivalenti di dimensioni 15x3.351 (v. tabella 3.3) si è ottenuto un rapporto $k_b/k_m = 0.91$. Anche gli esempi di figg. 3.4(b), 3.4(c) e 3.4(d) si riferiscono a pannelli posti all'interno dei telai principali: nel primo caso si tratta di un muro interno con una porta, come quelli presenti ai piani 2 e 3 fra le aule e il corridoio; negli altri due casi si tratta di muri esterni con aperture, sia finestre che porte; sostituendo agli elementi bidimensionali le bielle equivalenti precedentemente dimensionate per queste configurazioni, rispettivamente 15x1.761 , 35x0.230 e 35x0.755 , si sono ottenuti rapporti k_b/k_m pari a 0.76 , 0.84 e 0.88.

I casi (e) e (f) di figura 3.4 si riferiscono invece a muri collocati all'interno dei telai secondari di bordo. Il primo rappresenta i muri senza aperture di spessore 35 cm, che incrementano notevolmente la rigidezza nella direzione Y; il secondo invece rappresenta quelli posti nelle campate corte centrali degli stessi telai secondari, dotati di porte per l'uscita di emergenza; dalla tabella 3.3 si desumono le bielle equivalenti per queste configurazioni, 35x3.910 e 35x0.454 rispettivamente, che sostituite ai pannelli bidimensionali forniscono rapporti di rigidezza pari a 1.03 e 0.80.

Si può notare che, in seguito agli aggiustamenti introdotti sulle dimensioni delle bielle, lo schema a bielle fornisce rigidezze leggermente minori rispetto all' “infilled frame”, ad eccezione del caso (e); tuttavia, tale scostamento numerico è compensato da una maggiore fedeltà ai primi tre modi di vibrare.

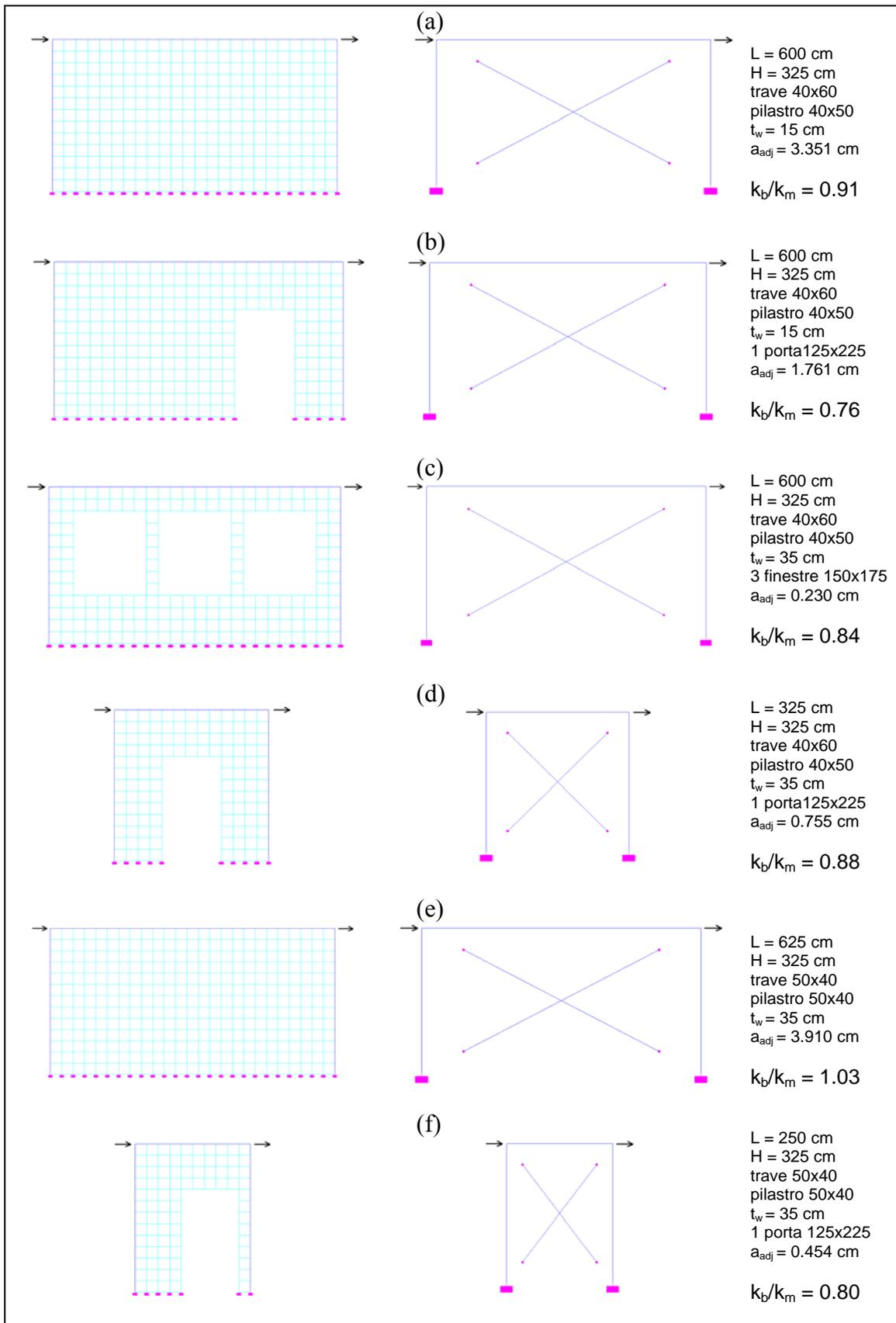


Figura 3.4 – Confronto fra le rigidezze di portali tipo “infilled frame” e portali dotati di bielle.

3.2 MODELLO A NON-LINEARITA' CONCENTRATA

3.2.1 Generalità

Elevati valori delle deformazioni e delle sollecitazioni indotte dai sismi possono far sì che la risposta della struttura superi il limite elastico.

Ciò comporta, come primo effetto, la possibilità di dissipare energia per isteresi nei successivi cicli di carico-scarico da parte dei materiali non lineari; quindi non tutta l'energia trasmessa dal sisma si traduce in energia di deformazione degli elementi strutturali, con la conseguente diminuzione dello stato sollecitativo degli elementi stessi. Inoltre, diviene possibile progettare il sistema strutturale per valori più contenuti dell'azione sismica, aspetto contemplato anche nella normativa vigente tramite il coefficiente di struttura q .

D'altro canto, è necessario che la struttura presenti un sufficiente grado di duttilità, per poter sopportare gli spostamenti inelastici indotti dallo scuotimento una volta abbandonato il campo lineare. Perchè ciò avvenga, si deve prestare particolare attenzione ai particolari costruttivi (nodi trave-pilastro, per esempio) e all'armatura trasversale degli elementi in c.a.; quest'ultima deve fornire il necessario confinamento al calcestruzzo e contrastare l'instabilità delle barre longitudinali compresse.

Si sono allora volute includere nel modello agli elementi finiti alcune sorgenti di non-linearità; in particolare, si sono voluti esaminare i comportamenti del telaio in cemento armato e delle murature. Verrà mostrato, in seguito, che la presenza dei pannelli murari irrigidisce a tal punto il telaio, che il modello impiegato coglie solo le escursioni in campo non lineare di tali pannelli, lasciando travi e pilastri in regime elastico.

Le analisi non-lineari di strutture intelaiate richiedono l'utilizzo di un modello numerico nell'ambito di un programma agli elementi finiti, che rappresenti il miglior compromesso possibile tra accuratezza delle previsioni e oneri computazionali. In bibliografia sono note due famiglie di modelli: quelli a plasticità concentrata sulle estremità dell'elemento o modelli a cerniere plastiche [Carr, 1992], e quelli a plasticità distribuita sull'intero elemento o modelli a fibre [SeismoSoft, 2005].

I modelli ad inelasticità concentrata provvedono a concentrare tutte le risorse inelastiche nelle cosiddette cerniere plastiche, come precedentemente illustrato: l'elemento finito è di per sé elastico-lineare, ma alle sue estremità (o dove necessario) vengono introdotte delle zone a comportamento non-lineare. Questo tipo di approccio è computazionalmente meno dispendioso rispetto all'approccio a fibre, che viene descritto

più avanti; di contro, offre una minore accuratezza nella previsione della risposta non-lineare della struttura.

Per quanto riguarda gli elementi in cemento armato, sono state introdotte cerniere plastiche alle estremità di travi e pilastri, la cui legge momento-curvatura plastica dipende sia dalle proprietà geometriche e meccaniche della sezione, sia dallo sforzo normale agente. Quest'ultimo parametro, ininfluente o quasi per le travi (si assume nullo lo sforzo assiale su questi elementi), è determinante per quanto concerne la risposta dei pilastri. Il legame momento-curvatura totale assunto per le sezioni in cemento armato, riportato in figura 3.5, presenta un tratto elastico fino al momento di snervamento, un successivo tratto plastico-incrudente, ed infine un ramo di softening fino al valore nullo del momento [Dolsek, Fajfar, 2008]; da questo si è dedotta la legge momento-curvatura plastica per le cerniere. Agli estremi dei cordoli fittizi, introdotti per chiudere i tralicci (v. par. 3.1.4), sono state collocate cerniere perfette, attesa la scarsa resistenza flessionale offerta dai travetti reali che essi rappresentano.

Il comportamento delle murature è stato assunto elasto-plastico incrudente, con successivo plateau plastico, come indicato in figura 3.11; per la determinazione della forza orizzontale di snervamento e di quella massima si è fatto riferimento a [Dolsek, Fajfar, 2008]. E' stata poi introdotta in ciascuna biella una cerniera plastica assiale, la cui legge sforzo normale-dilatazione plastica deriva dal legame elasto-plastico ricavato per le bielle.

Sono state quindi eseguite due analisi di pushover, con forze nodali uniformemente distribuite sia in pianta che in altezza, nelle direzioni X e Y rispettivamente; in tali analisi si è tralasciata l'influenza delle murature, per poter confrontare i risultati con quelli ottenuti da un modello a fibre realizzato in ambiente *SeismoStruct*, e validare il modello di cerniera plastica flessionale assunto per il cemento armato.

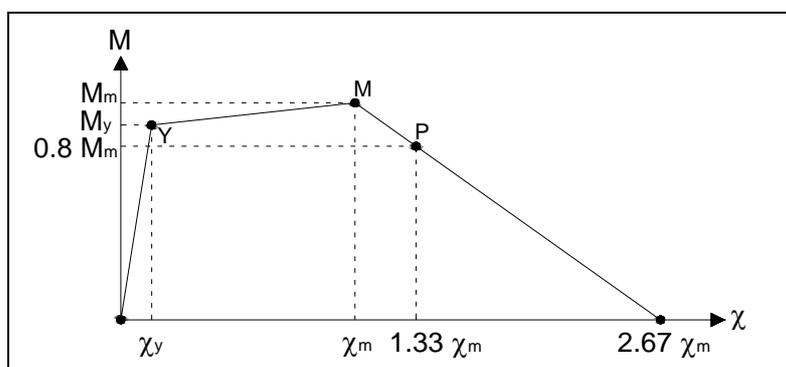


Figura 3.5 – Legame momento-curvatura per la generica sezione in cemento armato.

3.2.2 Analisi non lineare delle sezioni in cemento armato

Il legame momento-curvatura totale per le sezioni in cemento armato può essere schematizzato con una trilatera (figura 3.5). I punti significativi sono dati dallo snervamento e dal picco corrispondente al momento ultimo; è poi necessario definire la pendenza del ramo di softening.

La condizione di snervamento si verifica quando il profilo delle dilatazioni, ipotizzato lineare come di consueto, presenta un valore in corrispondenza dell'acciaio teso uguale ad ϵ_{yd} , come rappresentato in figura 3.6. La coppia momento-curvatura di picco si ottiene imponendo la condizione di crisi della sezione, come in figura 3.7, dove il calcestruzzo raggiunge la deformazione ultima pari al 3.5% e l'acciaio teso è snervato.

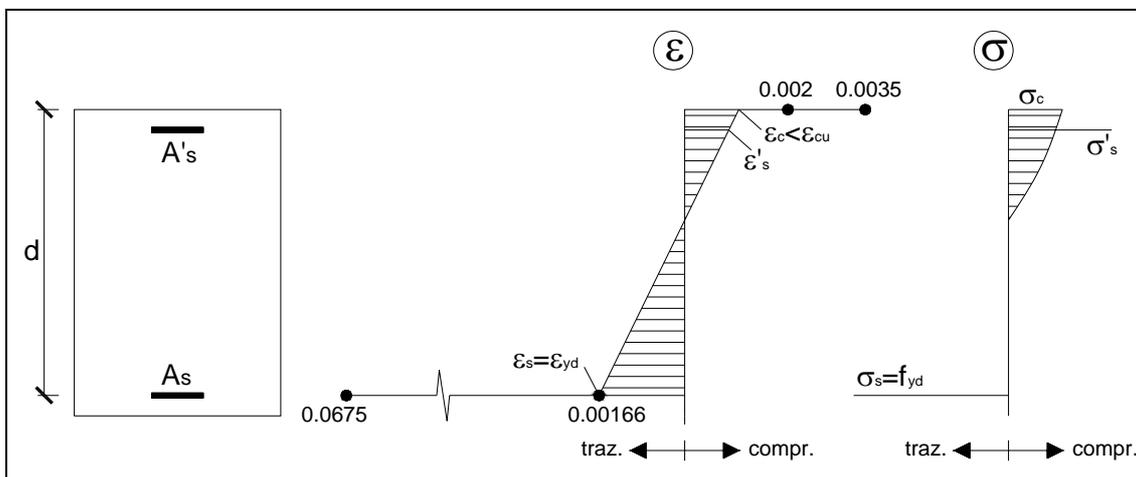


Figura 3.6 – Configurazione di snervamento per la generica sezione in cemento armato.

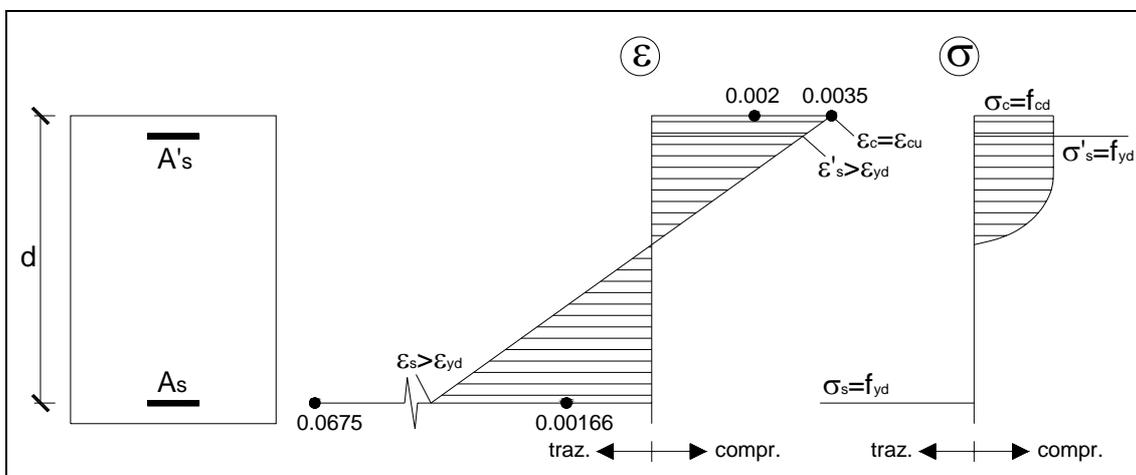


Figura 3.7 – Configurazione di crisi per la generica sezione in cemento armato.

Per il calcestruzzo impiegato la resistenza a compressione cubica media è pari a 35.2 MPa; in accordo con [NTC, 2008] e con [OPCM 3274, 2003] si determina la resistenza di calcolo:

$$f_{cd} = \frac{0.83 \cdot R_{cm}}{FC} = 24 \text{MPa} ,$$

dove il fattore di confidenza FC è posto uguale a 1.20 essendo il livello di conoscenza “adeguato”. La contrazione ultima è fissata a $\varepsilon_{cu} = 3.5\%$, mentre la contrazione corrispondente al passaggio dal tratto parabolico a quello costante, nel diagramma costitutivo di calcolo, è $\varepsilon_{c2} = 2.0\%$.

Analogamente, per un acciaio FeB38K, la cui tensione di snervamento media è circa 410 MPa, si calcola quella di progetto:

$$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{FC} = 342 \text{MPa} ;$$

la dilatazione di snervamento risulta perciò essere $\varepsilon_{yd} = 1.66\%$, mentre quella ultima è fissata a $\varepsilon_{su} = 67.5\%$.

Per il calcolo del momento di snervamento M_y e del momento massimo M_m , nonché delle corrispondenti curvature, si adottano le usuali ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza fra barre d'acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- diagramma costitutivo parabola-rettangolo per il calcestruzzo compresso, diagramma elastico-perfettamente plastico limitato per l'acciaio (figura 3.8).

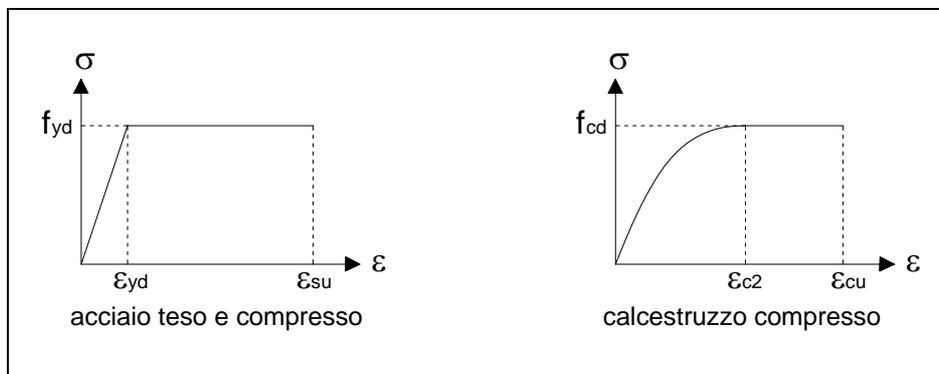


Figura 3.8 – Diagrammi costitutivi di calcolo per l'acciaio e il calcestruzzo.

Imponendo che la somma delle risultanti sul calcestruzzo compresso, sull'armatura tesa e su quella compressa eguagli lo sforzo normale, si ricava la posizione dell'asse neutro; dall'equilibrio alla rotazione delle suddette forze, rispetto al baricentro della sezione in calcestruzzo, si ottengono i momenti ricercati.

Visto l'elevato valore della dilatazione ultima che l'acciaio può sostenere, la crisi delle sezioni sopraggiunge lato calcestruzzo anche nel caso di flessione semplice (figura 3.7).

Le curvature di snervamento χ_y e di picco χ_m si calcolano molto semplicemente considerando il profilo delle dilatazioni:

$$\chi = \frac{|\varepsilon_s| + |\varepsilon_c|}{d}$$

essendo d l'altezza utile della sezione, ovvero la distanza fra l'armatura tesa ed il lembo compresso.

In tabella 3.5 si riportano i valori dei momenti e delle curvature, di snervamento e di picco, per le varie sezioni di figura 3.9.

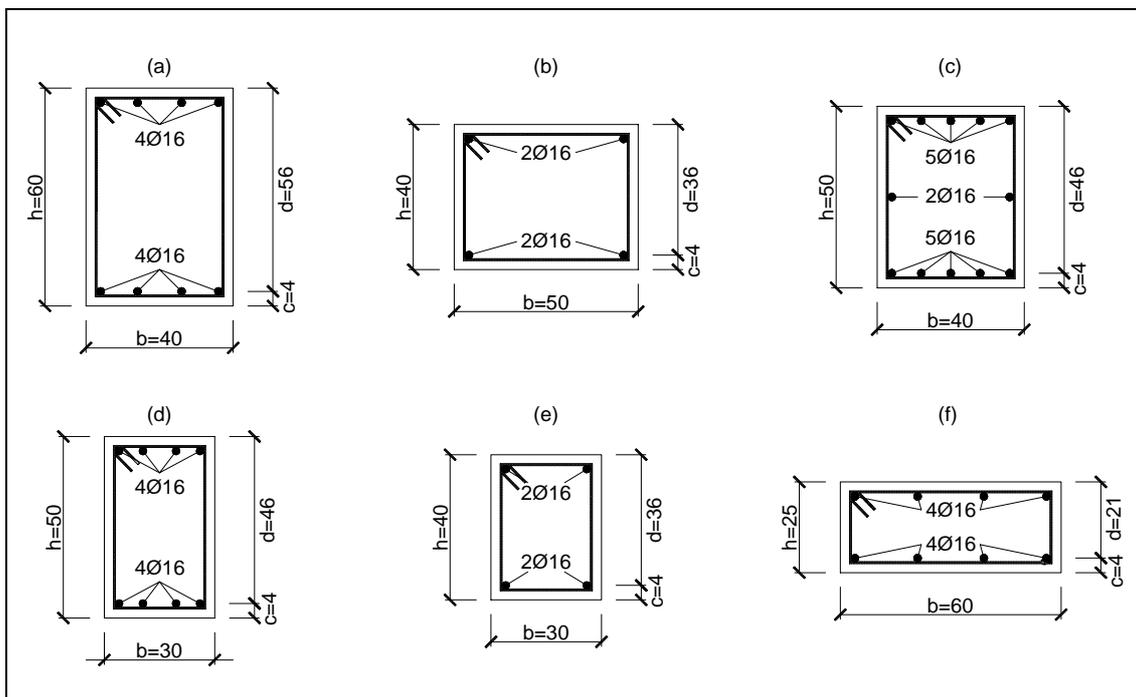


Figura 3.9 – Sezioni in cemento armato: (a) trave principale; (b) trave secondaria di bordo; (c) pilastro; (d) trave dei pianerottoli intermedi del vano scala, posizione 18-19; (e) trave laterale del vano scala, ad eccezione della trave 13-18 del primo livello; (f) trave laterale del vano scala 13-18 del primo livello. Misure in centimetri.

Per quanto riguarda i pilastri, si considera la presso-flessione secondo i due assi principali in maniera indipendente, per diversi livelli di sforzo normale N . Il momento M_3 è calcolato rispetto ad un asse baricentrico parallelo alla base di 40 cm, che risulta essere l'asse forte; il momento M_2 invece è definito rispetto ad un asse parallelo all'altezza di 50 cm, che costituisce l'asse debole.

Elemento	N [kN]	M_y [kN cm]	χ_y [1/cm]	M_m [kN cm]	χ_m [1/cm]
trave 40x60	0	14871	3.291E-05	15026	9.072E-04
trave 50x40	0	4860	4.941E-05	5169	1.263E-03
trave 60x25	0	5428	9.682E-05	5702	1.043E-03
trave 30x40	0	4775	5.162E-05	4913	1.043E-03
trave 30x50	0	11968	4.261E-05	12111	8.276E-04
pilastro – M_3	100	18156	4.537E-05	19519	6.629E-04
pilastro – M_2	100	12360	5.857E-05	15337	5.848E-04
pilastro – M_3	150	19069	4.640E-05	20435	6.289E-04
pilastro – M_2	150	13035	5.995E-05	16011	5.523E-04
pilastro – M_3	200	19960	4.748E-05	21337	5.965E-04
pilastro – M_2	200	13692	6.137E-05	16669	5.222E-04
pilastro – M_3	250	20830	4.859E-05	22225	5.658E-04
pilastro – M_2	250	14330	6.285E-05	17311	4.944E-04
pilastro – M_3	300	21681	4.974E-05	23097	5.366E-04
pilastro – M_2	300	14950	6.439E-05	17936	4.687E-04
pilastro – M_3	350	22512	5.093E-05	23954	5.090E-04
pilastro – M_2	350	15553	6.598E-05	18543	4.407E-04
pilastro – M_3	400	23324	5.217E-05	24793	4.830E-04
pilastro – M_2	400	16139	6.763E-05	19046	4.191E-04
pilastro – M_3	450	24118	5.345E-05	25612	4.575E-04
pilastro – M_2	450	16709	6.935E-05	19491	4.024E-04
pilastro – M_3	500	24895	5.478E-05	26371	4.217E-04
pilastro – M_2	500	17262	7.112E-05	19929	3.865E-04
pilastro – M_3	550	25655	5.616E-05	27103	3.910E-04
pilastro – M_2	550	17801	7.297E-05	20359	3.715E-04
pilastro – M_3	600	26400	5.758E-05	27808	3.645E-04
pilastro – M_2	600	18325	7.488E-05	20781	3.574E-04
pilastro – M_3	700	27847	6.059E-05	29143	3.210E-04
pilastro – M_2	700	19331	7.891E-05	21601	3.313E-04

Tabella 3.5 – *Momenti e curvature, di snervamento e di picco, per le varie sezioni in cemento armato.*

I valori dello sforzo normale, scelti per definire gli stati di snervamento e di picco per le sezioni dei pilastri, appartengono all'intervallo in cui tale sollecitazione varia per effetto dei soli carichi verticali; quindi, a ciascun pilastro è stata assegnata la curva ricavata per lo sforzo assiale più prossimo a quello registrato su di esso, in seguito all'applicazione di carichi permanenti e variabili verticali (v. tabella 3.6). Una modellazione più accurata prevede l'impiego di una legge in cui la relazione momento-curvatura interagisce con lo sforzo normale: al variare delle azioni orizzontali indotte dai sismi, infatti, tale forza varia in intensità, e di conseguenza cambia la risposta flessionale dell'elemento. Ciò non è stato possibile a causa dei limiti del programma di calcolo utilizzato.

Pilastro	N piano 1 [kN]	N piano 2 [kN]	N piano 3 [kN]
1	400	250	100
2	400	250	100
3	400	250	100
4	550	350	150
5	400	250	100
6	500	300	150
7	500	300	150
8	500	300	150
9	600	400	200
10	500	300	150
11	500	300	150
12	700	450	250
13	550	350	200
14	550	350	200
15	500	300	150
16	400	250	100
17	600	400	200
18	500	300	150
19	500	300	150
20	400	250	100

Tabella 3.6 – Sforzo normale di riferimento per l'assegnazione delle cerniere plastiche ai pilastri. Si riportano piano per piano i valori della sollecitazione su ogni pilastro, secondo la numerazione esposta nella figura 2.5.

Si può notare che, all'aumentare dello sforzo assiale di compressione, aumentano i momenti di snervamento e di picco e la curvatura di snervamento, mentre si riduce la curvatura di picco; quest'ultimo aspetto, che si traduce in una diminuzione della duttilità sezionale, è dovuto al calo della dilatazione sull'armatura tesa per effetto della compressione, a parità di contrazione a rottura del calcestruzzo. L'incremento dei due momenti, invece, si spiega considerando che, al crescere dello sforzo normale, aumenta l'area di calcestruzzo reagente a compressione: l'asse neutro, di conseguenza, si abbassa verso il lembo teso, ma la risultante delle tensioni sul calcestruzzo aumenta più di quanto calano il braccio della coppia interna e la risultante di trazione sull'armatura.

L'ultimo parametro da definire per la legge momento-curvatura è la pendenza del ramo di softening. Questa si ottiene imponendo che tale ramo passi per il picco e per il punto P definito dalla coppia $(1.33\chi_m ; 0.8M_m)$. A rigore, in [Dolsek, Fajfar, 2008] questa posizione è fatta in termini di momento e rotazione all'estremità; tuttavia, avendo imposto che l'escursione in campo plastico sia concentrata nella cerniera, la componente plastica della rotazione è proporzionale alla lunghezza della cerniera stessa, assunta costante; dunque, essendo tale componente dominante rispetto a quella elastica, non si commette un grosso errore estendendo la definizione del ramo di softening al legame momento-curvatura.

3.2.3 Cerniere plastiche per gli elementi in cemento armato

Il comportamento non-lineare sopra descritto coinvolge, nella realtà, una lunghezza finita degli elementi strutturali. Nelle zone terminali, infatti, lo stato di sollecitazione e deformazione indotto dalle azioni orizzontali può presentare escursioni in campo plastico: queste si estendono per circa due volte l'altezza della sezione, a partire dalla faccia del pilastro nelle travi, e a partire dalla faccia della trave nei pilastri.

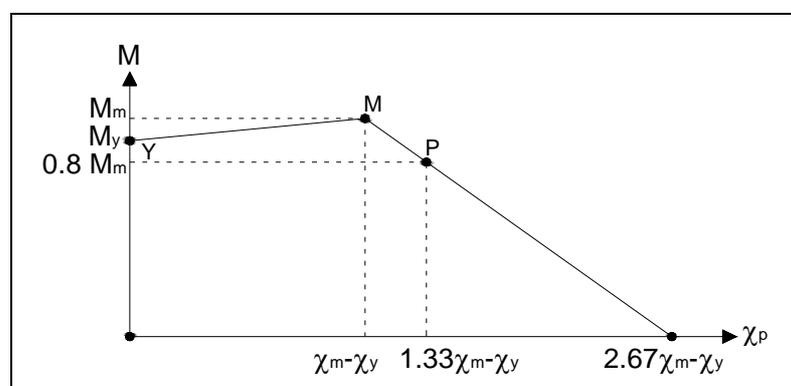


Figura 3.10 – Legame momento-curvatura plastica per la generica cerniera plastica.

Una semplificazione largamente diffusa consiste nel concentrare gli effetti non lineari in una sezione ben definita dell'elemento, detta cerniera plastica. Siccome si è definito un legame fra momento e curvatura, è necessario assegnare una lunghezza a questa cerniera, sulla quale si sviluppa la curvatura plastica; supposto che quest'ultima sia costante per tutta l'estensione della cerniera, la rotazione plastica è data dal prodotto della curvatura per la lunghezza, che può essere presa pari a metà dell'altezza della sezione, secondo [Paulay, Priestley, 1992].

La legge momento-curvatura plastica, che definisce la cerniera nel modello in *SAP 2000*, si ottiene dalla relazione momento-curvatura totale della sezione, sottraendo alla curvatura il valore di snervamento; si ricava così la spezzata di figura 3.10, passante per i punti $(0 ; 0)$, $(0 ; M_y)$, $(\chi_m - \chi_y ; M_m)$, $(1.33\chi_m - \chi_y ; 0.8M_m)$ e $(2.67\chi_m - \chi_y ; 0)$. Quando nella sezione in cui è stata inserita la cerniera plastica si raggiunge il momento M_y , la cerniera si attiva seguendo la sua curva costitutiva.

Detta L la lunghezza dell'elemento, le cerniere plastiche sono state inserite ad una distanza dalle estremità pari a $0.1 L$ per le travi aventi $L = 6$ m circa, pari a $0.2 L$ per le travi con $L = 2.5 \div 3$ m circa. Nei pilastri, le cerniere relative a M_3 sono state introdotte a distanza $0.1 L$ dai nodi, mentre quelle relative a M_2 sono state collocate a $0.05 L$ dai nodi; quest'ultima distinzione è dovuta alla diversa lunghezza netta dell'elemento, che dipende dalla diversa altezza delle travi principali e secondarie.

Nel paragrafo 3.3 si esaminerà la risposta della struttura in assenza di pareti murarie, a confronto con i risultati di un modello a fibre presentato nello stesso capitolo.

3.2.4 Analisi non lineare delle pareti in muratura

Le pareti in muratura, sottoposte a valori elevati di scorrimenti di piano, tendono a danneggiarsi; lo stato fessurativo descrive dei puntoni diagonali compressi in grado di resistere anche a danneggiamento avanzato, con una forza minore rispetto a quella offerta dal pannello ancora intatto. E' proprio questo quadro fessurativo ad aver indotto la scelta di un modello a bielle per simulare la risposta dei muri. Nel nostro modello, le bielle resistono anche a trazione: dunque la resistenza e la rigidezza, assegnate alla sola biella compressa secondo numerosi studi, vanno ripartite a metà fra i due elementi resistenti.

Un'accurata descrizione del comportamento delle murature prevede una legge elasto-plastica incrudente con successivo ramo di softening; per semplificare l'onere computazionale del modello, tuttavia, si è scelto di sostituire al ramo di softening

(tratteggiato in figura 3.11) un tratto perfettamente plastico indefinito (linea piena). Ciò non costituisce un errore significativo, vista la capacità dei muri di fornire una certa resistenza anche dopo scorrimenti notevoli.

In accordo con [Dolsek, Fajfar, 2008], si assume che la resistenza massima fornita dal muro, in direzione orizzontale, sia pari a:

$$F_{h,m} = 1.3 \cdot \lambda_0 \cdot r_p \cdot \frac{f_{diag}}{FC} \cdot L_w \cdot t_w$$

dove:

L_w è la lunghezza del pannello di muratura;

t_w è lo spessore del pannello di muratura;

f_{diag} è la resistenza media della muratura a compressione diagonale, pari a 0.6 MPa;

FC è il fattore di confidenza secondo [OPCM 3274, 2003], pari a 1.2;

λ_0 è il coefficiente che tiene conto delle aperture, definito nel paragrafo 3.1.4;

r_p è un coefficiente che vale 0.5 se le aperture sono porte, 1.0 altrimenti.

Per il modello in questione, anche nel caso di pareti finestrate si è assunto $r_p = 0.5$, poichè l'estensione di tali aperture interessa buona parte della lunghezza dei pannelli, e di conseguenza può ridurre notevolmente la resistenza laterale.

A questo valore di forza corrisponde uno spostamento orizzontale $\delta_{h,m}$ pari a $0.002 H_w$ nel caso di parete piena, $0.0015 H_w$ per un muro con finestre, $0.001 H_w$ in presenza di porte. La coppia $(F_{h,m}, \delta_{h,m})$ definisce il punto M di figura 3.11.

Il punto C della stessa curva, corrispondente allo stato di prima fessurazione, è caratterizzato da una forza orizzontale $F_{h,c} = 0.6 F_{h,m}$ e da uno spostamento orizzontale dato da:

$$\delta_{h,c} = \frac{F_{h,c}}{k_w}$$

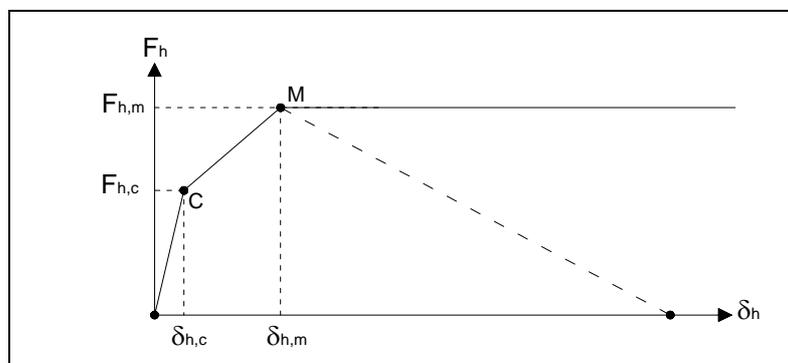


Figura 3.11 – Legame forza-spostamento orizzontale per il generico pannello di muratura.

essendo k_w la rigidezza del muro alla traslazione laterale, pari al doppio della rigidezza laterale di una singola biella equivalente:

$$k_w = \lambda_0 \cdot \frac{G_m \cdot L_w \cdot t_w}{H_w}.$$

3.2.5 Cerniere plastiche assiali per le pareti in muratura

Come per gli elementi in cemento armato, anche per le bielle equivalenti si è concentrata la non-linearità della risposta dei muri in un'unica sezione, benchè il fenomeno abbia estensione più ampia. Si sono così inserite cerniere plastiche assiali, per le quali è stata definita la curva tensione-deformazione plastica. La lunghezza della cerniera è stata posta uguale a quella della biella.

Si vuole far notare che una stessa sezione di biella è stata impiegata in diverse configurazioni, cosicchè non vi è una corrispondenza diretta fra rigidezza equivalente, resistenza laterale del muro e spostamento laterale $\delta_{h,m}$. Inoltre, le proprietà meccaniche della muratura sono state solamente stimate, senza che fossero condotte prove sperimentali sui materiali. Per questi motivi si è ragionato in termini di tensioni e deformazioni, prendendo i valori medi dei parametri di interesse per ciascuna sezione adottata; una maggiore precisione in questa fase sarebbe comunque compromessa dalla carenza di dati disponibili.

Siccome ogni muro è modellato mediante due bielle, la forza massima calcolata nel paragrafo precedente va divisa a metà fra queste.

Per l' i -esima biella è stata dunque calcolata la forza massima:

$$F_{h,m}^i = 0.5 \left(1.3 \cdot \lambda_0 \cdot r_p \cdot \frac{f_{diag}}{FC} \cdot L_w \cdot t_w \right),$$

da cui si è ricavato lo sforzo normale massimo:

$$N_m^i = \frac{F_{h,m}^i}{\cos \alpha} = F_{h,m}^i \cdot \frac{L_{bd}}{L_w},$$

dove i simboli hanno il significato illustrato in figura 3.2. Sono state poi calcolate le tensioni massima e di fessurazione per la singola biella:

$$\sigma_m^i = \frac{N_m^i}{A_{adj}}, \quad \sigma_c^i = 0.6 \cdot \sigma_m^i$$

Per ridurre il numero di cerniere plastiche assiali da definire, si è scelto di assegnarne una a ciascuna sezione di biella adottata in base alla rigidezza. Siccome ogni sezione è

stata impiegata in diverse configurazioni, e non vi è un legame diretto fra rigidità e resistenza assiali, è stato necessario prendere i valori medi delle tensioni di snervamento e di quelle massime ricavate per la sezione stessa:

$$\sigma_m = \frac{\sum_{i=1}^N \sigma_m^i}{N} \quad , \quad \sigma_c = 0.6 \cdot \sigma_m .$$

Definite così le tensioni relative ai punti M ed C per una data sezione, sono state calcolate le deformazioni corrispondenti; ancora una volta, sono stati calcolati i due valori per ciascuna biella, quindi sono state eseguite le medie per ogni sezione adottata. L'allungamento dell'i-esima biella, al raggiungimento del punto M, vale:

$$\Delta L_m^i = \delta_{h,m}^i \cdot \cos \alpha = \delta_{h,m}^i \cdot \frac{L_w}{L_{bd}} ,$$

mentre la deformazione si ottiene come:

$$\varepsilon_m^i = \frac{\Delta L_m^i}{L_{bd}} ;$$

per ogni sezione si è poi eseguita la media:

$$\varepsilon_m = \frac{\sum_{i=1}^N \varepsilon_m^i}{N} .$$

La deformazione media di prima fessurazione è stata calcolata semplicemente come:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_{eq}} .$$

In tabella 3.7 sono riportate le coppie $(\varepsilon_c ; \sigma_c)$ e $(\varepsilon_m ; \sigma_m)$ per ciascuna sezione di biella equivalente.

Ricordando poi che la curva tensione-deformazione da assegnare alla cerniera plastica assiale è espressa in termini di deformazione plastica, si ottiene la curva di figura 3.12, passante per i punti $(0 ; 0)$, $(0 ; \sigma_c)$ e $(\varepsilon_m - \varepsilon_c ; \sigma_m)$.

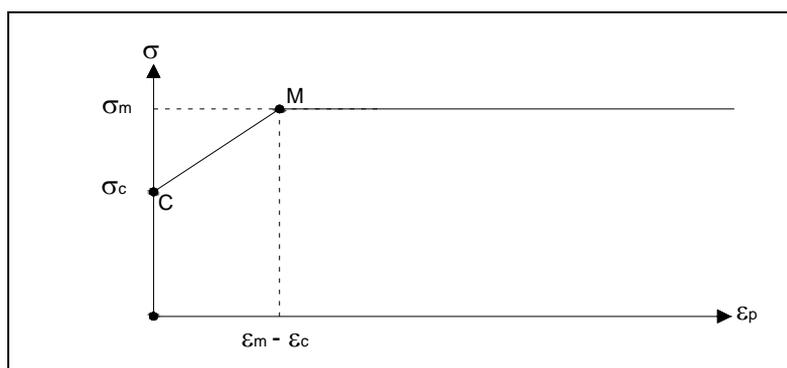


Figura 3.12 – Legame tensione-deformazione plastica per la generica cerniera plastica assiale.

Sezione biella	σ_c [kN/cm ²]	ϵ_c [cm/cm]	σ_m [kN/cm ²]	ϵ_m [cm/cm]
35x0.755	2.088	1.044E-04	3.481	6.022E-04
35x0.230	2.993	1.497E-04	4.989	6.345E-04
35x3.910	3.521	1.760E-04	5.868	8.262E-04
35x0.202	2.103	1.051E-04	3.505	6.394E-04
35x0.454	1.971	9.853E-05	3.284	5.381E-04
35x1.100	1.839	9.194E-05	3.065	4.711E-04
15x1.060	2.422	1.211E-04	4.037	4.579E-04
15x3.351	4.104	2.052E-04	6.840	8.329E-04
15x1.761	2.810	1.405E-04	4.683	4.644E-04
33x2.380	4.682	2.341E-04	7.803	7.083E-04

Tabella 3.7 – Valori di tensione e deformazione, corrispondenti ai punti C e M, per le sezioni delle bielle.

3.3 CONFRONTO CON UN MODELLO A FIBRE

3.3.1 Descrizione del modello a fibre

In questo paragrafo si è voluto descrivere brevemente un modello ad inelasticità distribuita, con il così detto approccio “a fibre”. Si è utilizzato il software *SeismoStruct* [SeismoSoft, 2005], che adotta una modellazione in rigidità degli elementi finiti.

Per ovviare all'inconveniente di avere non-linearità concentrate solamente in alcune sezioni sono stati sviluppati i cosiddetti modelli a fibre, che presentano una inelasticità distribuita sullo sviluppo dell'intero elemento. In questo secondo approccio ogni sezione viene suddivisa in un numero discreto di parti, chiamate appunto fibre (figura 3.13), e lo stato tenso-deformativo degli elementi si ottiene attraverso l'integrazione della risposta non-lineare monoassiale delle singole fibre in cui la sezione è stata discretizzata. Se il numero delle fibre è sufficientemente elevato, la distribuzione delle non-linearità meccaniche dovute ai materiali sulla superficie della sezione risulta accuratamente modellata, anche in campo fortemente inelastico, a differenza di un modello a plasticità concentrata.

Esistono due possibili versioni alternative per una modellazione a fibre degli elementi finiti, basate su una formulazione in rigidità o in flessibilità.

La prima rappresenta la metodologia più comunemente utilizzata, in cui il campo delle deformazioni sull'elemento viene ottenuto dagli spostamenti dei nodi di estremità attraverso opportune funzioni interpolanti. In questo tipo di elemento finito, che in letteratura viene chiamato *displacement-based element*, la compatibilità delle deformazioni è dunque assicurata, mentre l'equilibrio delle forze lungo di esso è soddisfatto soltanto quando viene discretizzato in un numero adeguato di elementi finiti. La limitazione fondamentale di un tale approccio è legata alla scarsa precisione nel descrivere comportamenti altamente non-lineari, a causa dell'inadeguatezza nella rappresentazione dell'andamento delle curvature lungo l'elemento.

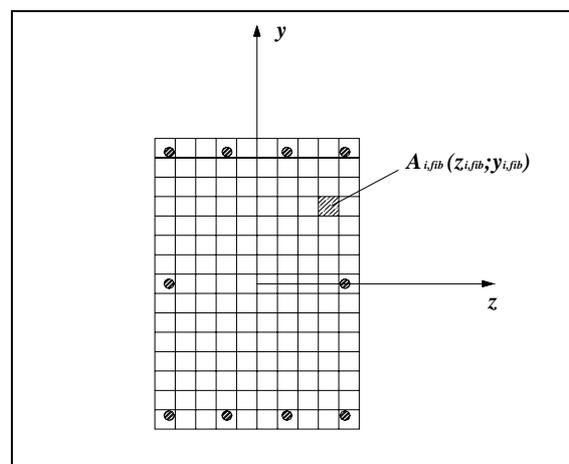


Figura 3.13 – Discretizzazione in fibre di una sezione.

Nella formulazione in flessibilità, invece, le funzioni di forma vengono utilizzate per descrivere in modo esatto l'andamento delle sollecitazioni sull'elemento in base alle forze nodali, e le funzioni, che riproducono il campo di spostamenti, si modificano nel corso delle analisi in base al diffondersi delle deformazioni inelastiche sulla sua lunghezza. Vale a dire che, mentre l'equilibrio delle forze è sempre soddisfatto, la compatibilità delle deformazioni viene soddisfatta per via integrale. Questo tipo di formulazione dell'elemento finito, che viene chiamato *force-based element*, pur richiedendo un aumento del costo computazionale, assicura, anche nel caso di comportamenti fortemente inelastici, previsioni accurate utilizzando un ridotto numero di elementi finiti. L'impiego di questa seconda tipologia di elementi finiti può però esporre al rischio di un'eccessiva ed irrealistica localizzazione delle deformazioni rispetto ad una modellazione con elementi formulati in rigidità. Nel caso si siano adottati materiali con comportamento fortemente degradante dopo il picco di resistenza, questa circostanza può dar luogo a risultati estremamente sensibili alla discretizzazione adottata ed in particolare al numero di punti di integrazione disposti sugli elementi.

E' bene precisare che il fenomeno della localizzazione delle deformazioni si manifesta sia sugli elementi formulati in rigidità, sia su quelli formulati in flessibilità; tuttavia, i maggiori effetti si ritrovano nelle strutture composte da elementi formulati in flessibilità.

Da quanto detto si comprende l'importanza di un'oculata scelta della *mesh*, la quale deve essere sufficientemente fitta per descrivere i comportamenti fortemente non-lineari, ma neanche troppo per evitare il fenomeno della localizzazione delle deformazioni.

Le fibre di un elemento in cemento armato rappresentano tre diversi materiali, come illustrato in figura 3.14: calcestruzzo non confinato (copriferro), calcestruzzo confinato (all'interno della gabbia di armatura), acciaio d'armatura longitudinale. Le leggi costitutive di questi tre materiali sono riportate di seguito; il calcestruzzo non confinato viene trattato come caso particolare di quello confinato.

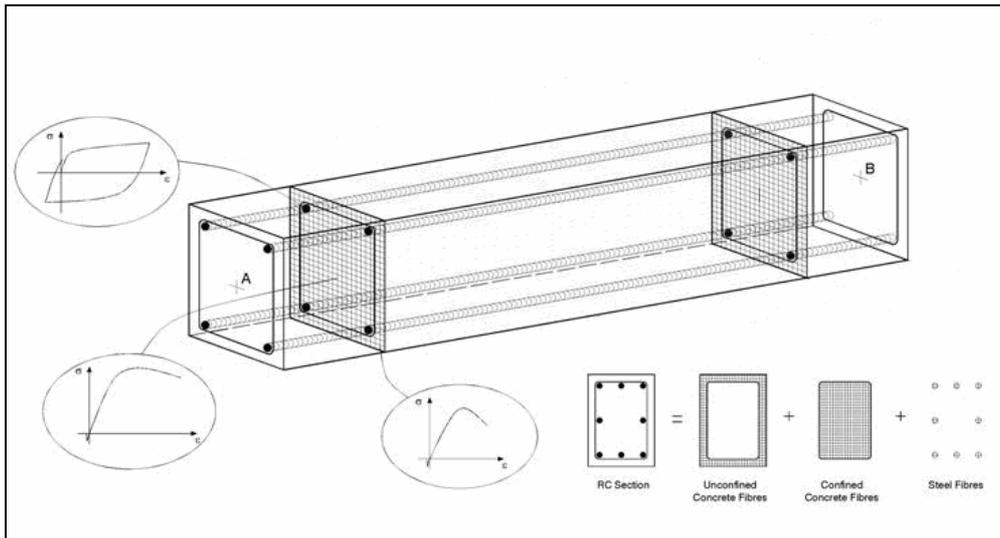


Figura 3.14 – Elemento in cemento armato: materiali costituenti la sezione.

Calcestruzzo

Il calcestruzzo confinato segue la relazione costitutiva proposta da Mander, Priestley e Park [Mander, Priestley, Park, 1988], modificate poi per ragioni di stabilità numerica in corrispondenza di grandi spostamenti da Martinez-Rueda e da Elnashai [Elnashai, 1997], ed eventualmente si può considerare l'effetto di una pressione laterale di confinamento costante su tutto il campo di deformazioni, come si deduce dalla fig. 3.15. Secondo tale modello, indicando con f_{co} ed ϵ_{co} la tensione e la deformazione corrispondenti al punto di picco di resistenza a compressione per il calcestruzzo non confinato e con f_{cc} e ϵ_{cc} quelle relative al materiale confinato, il comportamento del calcestruzzo sottoposto ad un carico di compressione monotono è descrivibile dalla relazione:

$$f_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r},$$

dove è stato posto:

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}};$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right];$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}};$$

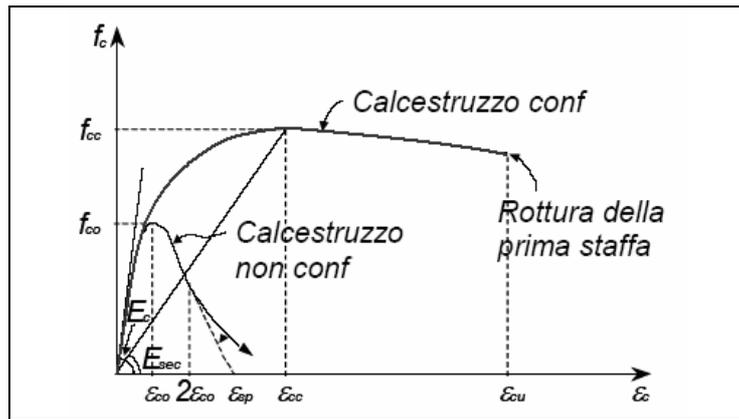


Figura 3.15 – Legge costitutiva per il calcestruzzo compresso secondo Mander-Priestley-Park.

$$E_c = 5000\sqrt{f_{co}} \quad [\text{MPa}];$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}}.$$

Per la calibrazione del modello in *SeismoStruct* all'utente viene richiesto di assegnare i parametri caratteristici f_{co} ed ε_{co} , oltre al cosiddetto rapporto di confinamento k_c , definito da:

$$k_c = \frac{f_{cc}}{f_{co}}.$$

Per la determinazione di quest'ultimo parametro esistono in letteratura numerosi metodi, in funzione del valore della pressione laterale di confinamento f_l . La maggior parte di tali metodi è basata infatti su una relazione del tipo:

$$k_c = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} = 1 + k \cdot \frac{f_l}{f_{co}},$$

e le differenze si concentrano nell'espressione di k , funzione anch'essa di f_l . Secondo Mander invece, il rapporto di confinamento è dato da:

$$k_c = \frac{f_{cc}}{f_{co}} = 2.354 \cdot \sqrt{1 + 7.94 \cdot \frac{f_l}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f_l}{f_{co}} - 1.254$$

Le grandezze da valutare sono dunque:

- f_{co} resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato, pari a 24 MPa;
- k_c fattore di confinamento, pari a 1.0156 per il calcestruzzo confinato (interno alla gabbia di armatura), pari a 1.0 per quello non confinato (esterno alla gabbia);
- ε_{co} deformazione al picco di tensione del calcestruzzo non confinato, pari a 0.002;
- ε_{cu} deformazione ultima a rottura del calcestruzzo, pari a 0.0035.

Acciaio d'armatura longitudinale

Il modello costitutivo adottato per l'armatura è quello proposto dal software *SeismoStruct*.

In particolare è stata scelta (dalla libreria di *SeismoStruct*) una modellazione reologica dell'acciaio di tipo bilineare con incrudimento cinematico.

I parametri considerati sono:

E_s modulo di elasticità di Young, pari a 206000 MPa;

f_y tensione di snervamento, pari a 342 MPa;

μ parametro di incrudimento tensionale, pari a 0.05.

Quest'ultimo parametro è il rapporto fra la rigidezza post-snervamento (E_{sp}) e la rigidezza elastica iniziale (E_s) del materiale, dove:

$$E_{sp} = (f_{ult} - f_y) / (\epsilon_{ult} - f_y/E_s),$$

essendo f_{ult} e ϵ_{ult} rispettivamente massima forza e deformazione del materiale.

3.3.2 Analisi di pushover con distribuzione di forze uniforme: confronto fra il modello a fibre e quello a plasticità concentrata

Si considerano ora due modelli della struttura di Bisignano che contemplano solo l'ossatura portante, tralasciando le pareti in muratura: uno a plasticità concentrata, le cui cerniere plastiche rotazionali sono state modellate in precedenza; l'altro a plasticità diffusa, ovvero a fibre.

Il modello a plasticità concentrata e quello a fibre sono stati sottoposti ad analoghe analisi di pushover, partendo dalla configurazione deformata per effetto dei carichi statici verticali (si veda l'appendice A per il valore dei carichi verticali sulle singole travi).

Nel modello a plasticità concentrata si è assunta fin dall'inizio una rigidezza flessionale elastica ridotta rispetto a quella della sezione in calcestruzzo interamente reagente. Si è introdotto un fattore di riduzione R , determinato come rapporto fra la curvatura corrispondente al momento di snervamento M_y calcolata con le formule dell'elasticità ($\chi_y^{(el)}$), e quella calcolata a partire dal profilo delle deformazioni ($\chi_y^{(e)}$):

$$R = \frac{\chi_y^{(el)}}{\chi_y^{(e)}} \leq 1.0$$

in cui:

$$\chi_y^{(el)} = \frac{M_y}{E_{c,tan} \cdot I_g},$$

$$\chi_y^{(\varepsilon)} = \frac{|\varepsilon_c|_y + |\varepsilon_s|_y}{d};$$

avendo indicato con $E_{c,tan}$ il modulo elastico tangente all'origine del calcestruzzo, con I_g il momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo considerata interamente reagente, con d l'altezza utile della sezione, e con $|\varepsilon_c|_y$ e $|\varepsilon_s|_y$ i valori assoluti delle deformazioni sul calcestruzzo compresso (massima) e sull'acciaio teso allo snervamento.

Il fattore R è stato applicato ai momenti di inerzia degli elementi strutturali. I valori ottenuti per le diverse sezioni sono esposti in tabella 3.8, dove per il pilastro si è presa una media fra i valori corrispondenti ai vari sforzi assiali; appaiono tutti piuttosto bassi poichè in letteratura si trovano usualmente compresi nell'intervallo 0.4÷0.6 per le travi, 0.3÷0.5 per i pilastri.

Per rendere il più semplice possibile l'analisi e l'interpretazione dei risultati, si sono assunte due distribuzioni di forze indipendenti: l'una con forze nodali orizzontali dirette secondo X , di intensità uniforme in altezza e in pianta; l'altra con forze dirette secondo Y . In questo modo, si sono evitati gli effetti torsionali dovuti all'eccentricità fra centro delle masse e centro delle rigidità, piano per piano.

Come parametro cinematico di controllo è stato preso, per entrambe le direzioni di applicazione delle forze e per entrambi i modelli, lo spostamento in sommità del pilastro 13, uno dei più vicini al centro delle masse (v. fig. 2.5). L'analisi con il modello a plasticità concentrata si è arrestata allorchè una delle cerniere plastiche ha raggiunto la curvatura ultima; quella con il modello a fibre è terminata quando in una sezione il calcestruzzo ha raggiunto la deformazione ultima definita in precedenza.

Le curve di pushover (base shear – spostamento in sommità) delle quattro analisi sono riportate in figg. 3.16 e 3.17; il primo grafico presenta il confronto fra i due modelli con le forze in direzione X , il secondo con le forze in direzione Y .

Elemento	trave 40x60	trave 50x40	trave 60x25	trave 30x40	trave 30x50	pilastro M_3	pilastro M_2
R	0.192	0.113	0.220	0.177	0.275	0.307	0.256

Tabella 3.8 – Fattore di riduzione della rigidità elastica per i diversi elementi in c.a.

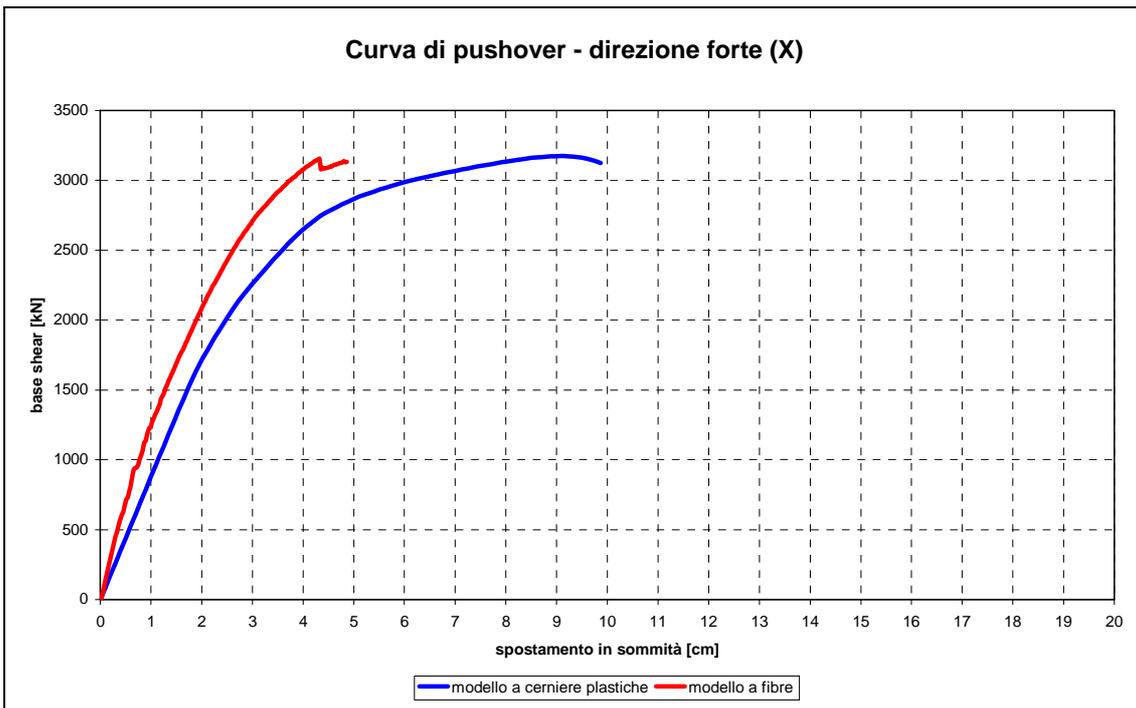


Figura 3.16 – Curve di pushover in direzione X: risultati del modello a cerniere plastiche (blu) e del modello a fibre (rosso).

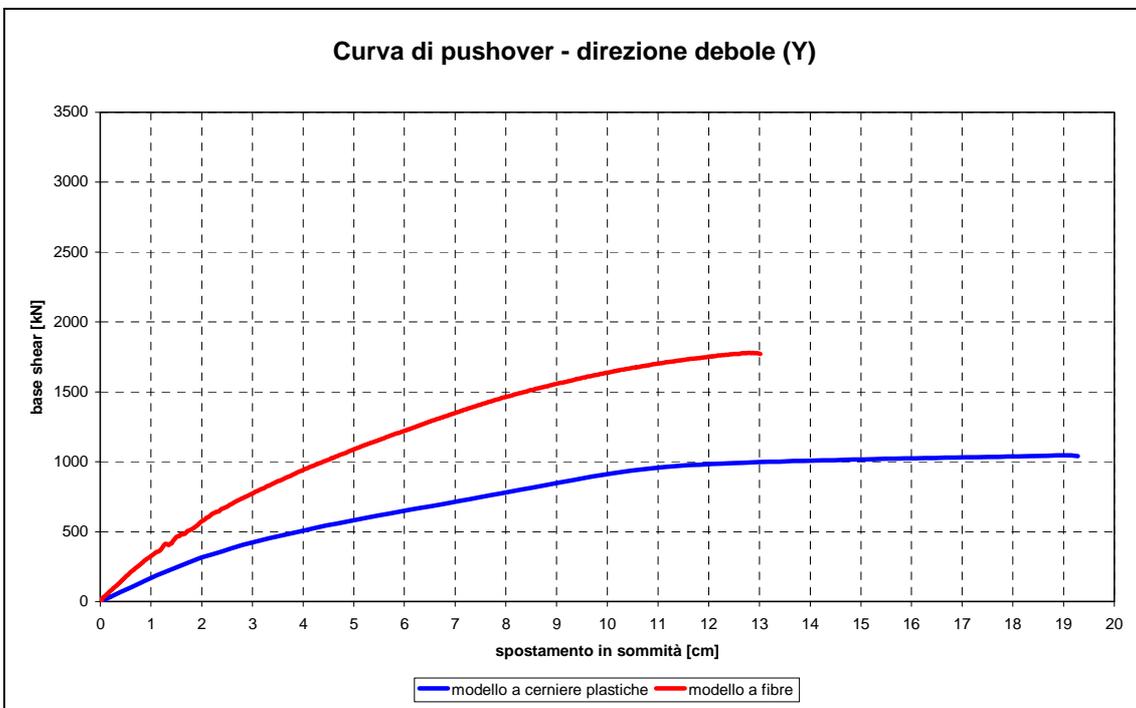


Figura 3.17 – Curve di pushover in direzione Y: risultati del modello a cerniere plastiche (blu) e del modello a fibre (rosso).

Si può osservare che il modello a fibre, rispetto al modello a cerniere plastiche, offre una risposta più rigida: a qualsiasi valore di spostamento il primo associa una forza maggiore di quella ottenuta con il secondo, ovvero uno stesso taglio alla base è ottenuto imponendo uno spostamento in sommità più piccolo. Nell'analisi in direzione X ciò si riflette sullo spostamento corrispondente al picco che, nel caso del modello a fibre, è circa la metà rispetto al modello a plasticità concentrata: 4.32 cm contro 9.15 cm; il taglio alla base invece raggiunge valori simili nei due modelli, 3157 kN e 3174 kN rispettivamente.

Applicando il carico in direzione Y si ottengono risultati analoghi ai precedenti, in termini di spostamenti di picco: 12.81 cm con le fibre, 19.06 cm con le cerniere. In questo caso, però, la forza massima del modello a fibre è pari a 1778 kN, ossia a 1.7 volte il valore di 1046 kN ricavato con il modello a cerniere plastiche.

La discrepanza fra gli spostamenti di picco può trovare spiegazione nel fatto che il modello a fibre coglie passo per passo la rigidità dell'elemento in cemento armato, seguendo la progressiva riduzione del modulo elastico del calcestruzzo al crescere delle deformazioni. Invece, nel modello a plasticità concentrata si è assunta fin dall'inizio una rigidità elastica ridotta rispetto a quella della sezione in calcestruzzo interamente reagente, con un fattore di riduzione molto piccolo.

A questo difetto si può porre rimedio aumentando il valore di R, riportandolo nell'intervallo proposto in letteratura; infatti la fessurazione, responsabile del calo di rigidità dell'elemento, non riguarda tutte le sezioni, ma solo quelle più sollecitate. Per travi e pilastri, dunque, una riduzione così significativa è giustificata in prossimità degli estremi, mentre per le sole travi anche vicino alla mezzera.

Volendo stabilire un fattore valido su tutta l'estensione di un elemento, si può considerare un valore intermedio fra 1.0 (sezione tutta reagente) e quello ottenuto dall'analisi della sezione allo stato limite di snervamento. Con questa operazione si ottiene per le travi, mediamente, $R = 0.6$, come suggerito in letteratura; per i pilastri si ricaverebbe circa 0.65, ma considerando il decadimento del modulo elastico del calcestruzzo sotto notevoli carichi di compressione, si ricavano valori pari a $0.3 \div 0.4$.

Assumendo allora $R = 0.6$ per tutte le travi, $R = 0.4$ per i pilastri inflessi secondo l'asse forte e $R = 0.33$ per i pilastri inflessi secondo l'asse debole, si è ripetuta l'analisi, e le nuove curve sono illustrate in figura 3.18 e 3.19.

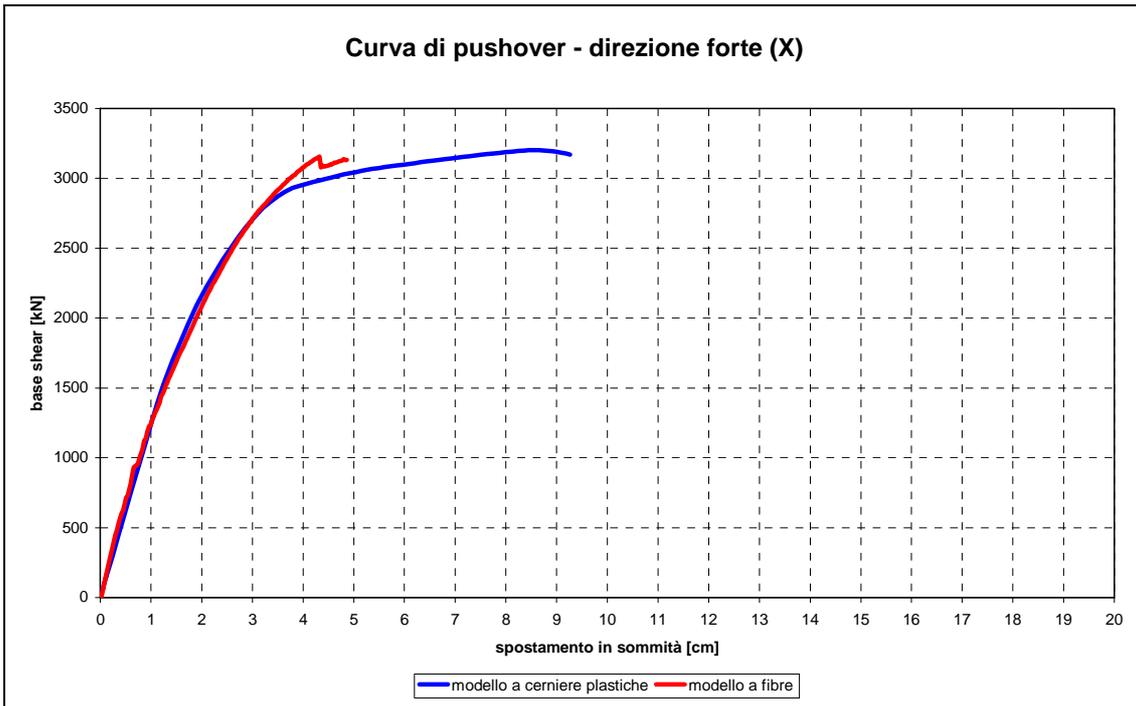


Figura 3.18 – Curve di pushover in direzione X: risultati del modello a cerniere plastiche (blu) e del modello a fibre (rosso), dopo la correzione dei fattori di riduzione della rigidità.

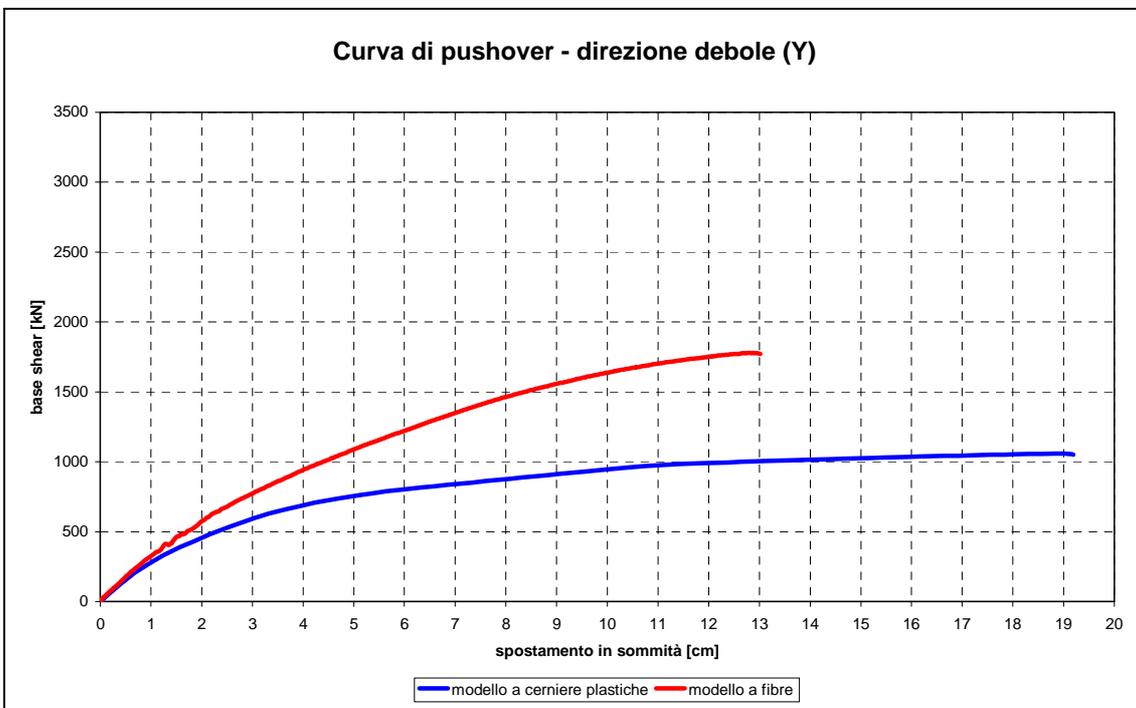


Figura 3.19 – Curve di pushover in direzione Y: risultati del modello a cerniere plastiche (blu) e del modello a fibre (rosso), dopo la correzione dei fattori di riduzione della rigidità.

In questo caso si osserva una buona similitudine fra il comportamento dei due modelli quando le forze agiscono in direzione X: le curve si discostano solo nei loro tratti terminali, dove il modello a plasticità concentrata fornisce una risposta apparentemente più duttile. In direzione Y, invece, si ha solo un limitato riavvicinamento fra le due curve: inizialmente esse sono tangenti, a conferma di una valida scelta dei fattori R; il modello a cerniere plastiche, però, mostra una più rapida riduzione della rigidità per effetto della plasticizzazione, e come prima offre un taglio alla base massimo pari a circa 0.6 volte quello ricavato dal modello a fibre.

Si può quindi concludere che, assumendo valori appropriati per i fattori di riduzione della rigidità, si riesce a ricostruire il tratto iniziale della curva di pushover ottenuta con un modello a plasticità diffusa. Tuttavia, quando le deformazioni plastiche divengono rilevanti, lavorare sui parametri elastici diviene sostanzialmente inefficace, essendo la legge costitutiva delle cerniere plastiche a governare la risposta. Inoltre, con questa operazione non è possibile riportare il massimo taglio alla base del modello a cerniere al valore ottenuto da quello a fibre: d'altra parte, anche il valore di picco della forza è legato principalmente al momento massimo che le cerniere plastiche sono in grado di trasmettere.

Si deve poi considerare un ulteriore aspetto. Introducendo un fattore R^* diverso dal valore ricavato come $\chi_y^{(el)}/\chi_y^{(\varepsilon)}$, si introduce un'incoerenza fra la curvatura di snervamento per la cerniera plastica, data da $\chi_y^{(\varepsilon)}$, e quella che si registra nella stessa sezione al raggiungimento del momento di snervamento, $R^* \cdot \chi_y^{(el)}$. Tale incoerenza non ha ostacolato il programma impiegato per l'analisi, che a quanto pare rende attiva la cerniera plastica al raggiungimento del momento di snervamento prescindendo dalla curvatura.

In base a quanto osservato, visto il limitato effetto della variazione dei fattori di riduzione della rigidità, e volendo evitare di introdurre un'incoerenza cinematica all'interno del modello, nelle successive analisi dinamiche si utilizzeranno i fattori di tabella 3.8.

Capitolo 4

Analisi dinamiche: risultati e commenti

4.1 SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI PER L'ANALISI DINAMICA

4.1.1 Prescrizioni normative

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni [NTC, 2008] prevedono l'impiego di accelerogrammi al paragrafo 3.2.3.6. Vi si trova scritto che è possibile impiegare gruppi di accelerogrammi registrati in precedenti eventi sismici, dove per gruppo si intende l'insieme delle due componenti orizzontali e, ove necessario, quella verticale. La scelta degli accelerogrammi deve essere rappresentativa della reale sismicità del sito, tenendo in considerazione le caratteristiche sismogenetiche della sorgente, le condizioni del sito di registrazione, la magnitudo, la distanza dalla sorgente e la massima accelerazione attesa al suolo (PGA, Peak Ground Acceleration).

Gli accelerogrammi possono essere scalati, in modo tale che la loro combinazione presenti uno spettro di risposta che bene approssima quello di progetto. Tale bontà è definita in termini di scarto fra lo spettro medio delle registrazioni e quello di normativa: si legge infatti che, per le verifiche allo stato limite ultimo, nell'intervallo di periodi compreso fra 0.15 s e 2.0 s l'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto per difetto superiore al 10%; tale limitazione va imposta 0.15 s e due volte il periodo fondamentale della struttura in campo elastico qualora questo intervallo risulti più ampio del precedente.

Per definire lo spettro di progetto è necessario stabilire:

- categoria di sottosuolo, ipotizzato di tipo B in assenza di più precise valutazioni;
- condizione topografica, assunta di tipo T1;
- vita nominale dell'edificio, pari a 50 anni;
- stato limite di riferimento: stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), cui corrisponde una probabilità di superamento pari al 10% nel periodo di riferimento;

- classe d'uso dell'edificio, che nel caso di una scuola è la classe III; ciò comporta che il periodo di riferimento (V_R) sia pari a 1.5 volte la vita nominale (V_N), ovvero 75 anni;
- coordinate del sito della costruzione; per Bisignano si sono prese latitudine 39.512°N e longitudine 16.286°E .

La normativa impone quindi che, scelti i gruppi di accelerogrammi, si esegua un'analisi per ciascun gruppo, facendo agire contemporaneamente le due componenti orizzontali e, quando prevista, anche quella verticale (cfr. [NTC, 2008] par. 7.3.5). Se si dispone di almeno sette gruppi di accelerogrammi, per ciascun effetto si può fare riferimento alla media dei massimi temporali ottenuti dalle singole analisi; qualora si eseguano meno di sette analisi, è necessario prendere per ciascun effetto la condizione più gravosa; è comunque necessario utilizzare un minimo di tre gruppi di accelerogrammi.

Nel caso della scuola di Bisignano, in base alle prescrizioni contenute nel paragrafo 7.2.1 delle norme, è sufficiente impiegare le componenti orizzontali.

4.1.2 Costruzione dello spettro di progetto e scelta degli accelerogrammi

Lo spettro di progetto da impiegare per l'analisi dinamica della scuola "Collina Castello" è stato costruito mediante il software *Rexel v 2.0 (beta)*, messo a disposizione dal consorzio Reluis (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica) sul proprio sito internet [Iervolino, Galasso, Cosenza, 2008]. Questa operazione richiede infatti l'interpolazione degli spettri di risposta assegnati ai punti di un reticolo, avente maglia quadrata di lato pari a circa 5 km, che copre l'intero territorio nazionale.

I parametri di input richiesti dal software sono quelli elencati nel paragrafo precedente. Il programma è in grado di costruire lo spettro per le due componenti orizzontali e, a richiesta, anche quello relativo alla componente verticale; come già affermato, nel caso in esame sono sufficienti le prime due.

Una volta ottenuto lo spettro di risposta di riferimento, il software consente di ricercare, fra le registrazioni dello European Strong-motion Database (ESD), quelle da combinare per formare i sette gruppi. Per circoscrivere il campo di ricerca agli eventi le cui caratteristiche più si addicono alla sismicità del sito di interesse, il software permette di specificare un intervallo di magnitudo e uno di distanza epicentrale.

I valori da digitare per definire questi range possono essere desunti da analisi disaggregate della pericolosità sismica, disponibili per esempio sul sito internet dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV): queste analisi restituiscono

l'andamento della probabilità che nell'area si verifichi uno scuotimento, al variare della magnitudo e della distanza epicentrale dell'evento stesso. Il sito di Bisignano, in base alle informazioni messe in rete dall'INGV, si trova proprio all'interno di un'area sismogenetica, mentre i valori più probabili per la magnitudo sono compresi fra 4.5 e 6.5; tuttavia, per considerare un numero di registrazioni sufficiente per ottenere almeno una combinazione di sette coppie di accelerogrammi, è stato necessario considerare un'intervallo di 0÷50 km per la distanza epicentrale e uno di 6.5÷7.25 per la magnitudo. Al termine di questa fase *Rexel* è pronto per fornire le combinazioni di accelerogrammi. E' innanzitutto necessario specificare gli scarti massimi ammissibili fra lo spettro medio della combinazione e lo spettro di progetto, in difetto e in eccesso: il primo è fissato dalla normativa pari al 10%, il secondo è stato arbitrariamente assunto pari al 30%; inoltre viene richiesto il range di periodo su cui verificare queste limitazioni: per il caso in esame la norma prevede 0.15÷2.0 s. Infine, è possibile indicare se si desidera che le registrazioni vengano scalate o lasciate alla loro ampiezza originale: nel primo caso è ovviamente più probabile trovare combinazioni che soddisfino i requisiti appena specificati, perciò si è seguita questa modalità.

Il programma procede quindi alla ricerca delle combinazioni di sette eventi ciascuna. Si può scegliere che di ciascun evento siano prese una, due o tre componenti: per l'analisi dell'edificio di Bisignano si è optato per due, dovendo considerare contemporaneamente le due direzioni del piano; in output si sono ottenute quindi combinazioni di sette coppie di accelerogrammi.

Il confronto con lo spettro di normativa viene svolto considerando lo spettro medio delle 14 registrazioni, opportunamente scalate. Si noti che alle due componenti di uno stesso evento possono essere assegnati fattori di scala differenti: si tratta di un procedimento fisicamente discutibile, ma ammesso dalle norme tecniche, il cui vantaggio consiste nel facilitare la ricerca delle combinazioni.

Il software fornisce le combinazioni in ordine crescente di scarto dallo spettro di progetto; si è deciso quindi di impiegare la prima, poichè è quella che meglio approssima lo spettro di risposta di riferimento. In tabella 4.1 viene riportata la combinazione adottata: per ogni accelerogramma sono indicati il codice che lo individua nell'ESD, il terremoto da cui proviene con i rispettivi codice, data e magnitudo (M_w), e la distanza epicentrale della stazione di registrazione (Δ); per ciascuna componente viene riportato il fattore di scala (SF). Il valor medio della magnitudo delle registrazioni considerate è 6.6286, mentre quello della distanza epicentrale è 34.3 km.

Il fattore di scala medio necessario per ottenere la compatibilità spettrale è 4.0, mentre quello massimo è 13.1; si sarebbe desiderato lavorare con valori più contenuti, tuttavia, diversamente non è stato possibile soddisfare i requisiti di spettro-compatibilità.

Nella figura 4.1 viene mostrato lo spettro di progetto, insieme a quelli dei singoli accelerogrammi scalati e al loro spettro medio: si può notare che quest'ultimo ricade entro le tolleranze superiore ed inferiore nel range di periodi stabilito.

I grafici delle time-history di accelerazioni, velocità e spostamenti per le diverse registrazioni sono raccolti nell'appendice B.

Codice registrazione	Codice terremoto	Nome terremoto	Data	M_w	Δ [km]	SF-x	SF-y
4673	1635	South Iceland	17/06/2000	6.5	15	1.998	0.88935
293	146	Campano Lucano	23/11/1980	6.9	33	3.7757	3.5017
5850	1887	Strofades	18/11/1997	6.6	38	2.9348	3.3937
4677	1635	South Iceland	17/06/2000	6.5	21	1.3506	1.7605
289	146	Campano Lucano	23/11/1980	6.9	48	3.2275	2.5057
6144	559	Aigion	15/06/1995	6.5	42	13.0926	8.8111
6142	559	Aigion	15/06/1995	6.5	43	4.1367	4.6477

Tabella 4.1 – Combinazione di 7 coppie di accelerogrammi adottata per le analisi dinamiche.

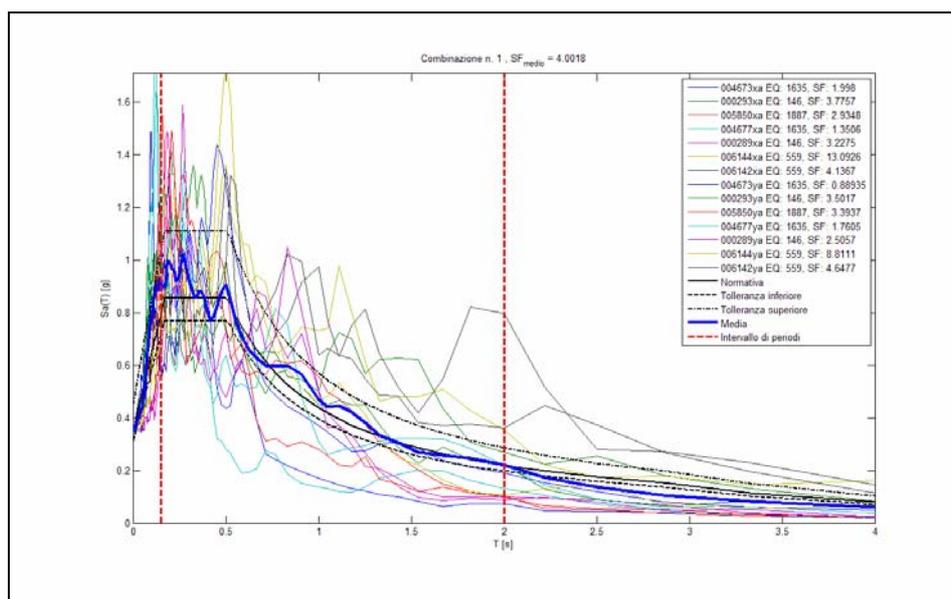


Figura 4.1 – Spettro di progetto e spettri di risposta degli accelerogrammi scalati della combinazione adottata per l'analisi dinamica.

4.2 SVOLGIMENTO E RISULTATI DELLE ANALISI DINAMICHE

4.2.1 Modalità di analisi

Le analisi dinamiche non lineari sono state svolte mediante il software *SAP 2000*. Il modello dell'edificio è stato presentato nel capitolo precedente: si considera un telaio spaziale, con cerniere plastiche vicino alle estremità degli elementi, controventato da bielle che simulano i pannelli murari, dotate a loro volta di cerniere plastiche assiali.

I fattori di riduzione per la rigidezza di travi e pilastri sono quelli della tabella 3.8; tuttavia, in questa analisi si è impiegato il modulo di elasticità secante per il calcestruzzo, pari a 0.77 volte quello tangente all'origine: perciò, tali valori vanno moltiplicati per 1.3.

Come configurazione di partenza per le analisi dinamiche si è presa quella deformata per effetto dei carichi verticali. Quindi sono state fornite in input le coppie di accelerogrammi, scalati come in tabella 4.1. In ogni analisi, la componente x della registrazione è stata assegnata nella direzione X del modello, la componente y nella direzione Y.

E' stato scelto il metodo numerico di integrazione temporale di Hilber-Hughes-Taylor, con il parametro α posto uguale a $-1/3$.

4.2.2 Risultati delle analisi: spostamenti di interpiano e tagli alla base

In output sono state prese le time-history del taglio alla base (base shear) e degli spostamenti di interpiano (interstory drift) per i sette casi, considerando le due direzioni X e Y. Gli andamenti di queste grandezze al variare del tempo sono graficati nell'appendice B; qui di seguito si riportano i massimi temporali ricavati in ciascuna direzione per ogni gruppo di registrazioni. Nelle figure 4.2 e 4.3 sono rappresentati i risultati relativi agli spostamenti di interpiano, mentre in tabella 4.2 sono raccolti i massimi tagli alla base; vengono indicati anche i valori medi delle sette analisi, cui la normativa consente di fare riferimento per le verifiche.

Esaminando gli interstory drift, si osserva che in direzione X gli spostamenti relativi maggiori si verificano fra i livelli 1 e 2, anzichè al piano terra: i muri che chiudono i telai interni presentano, al piano terra, meno aperture e spessori maggiori rispetto ai piani superiori, fornendo così una maggiore rigidezza a tale piano.

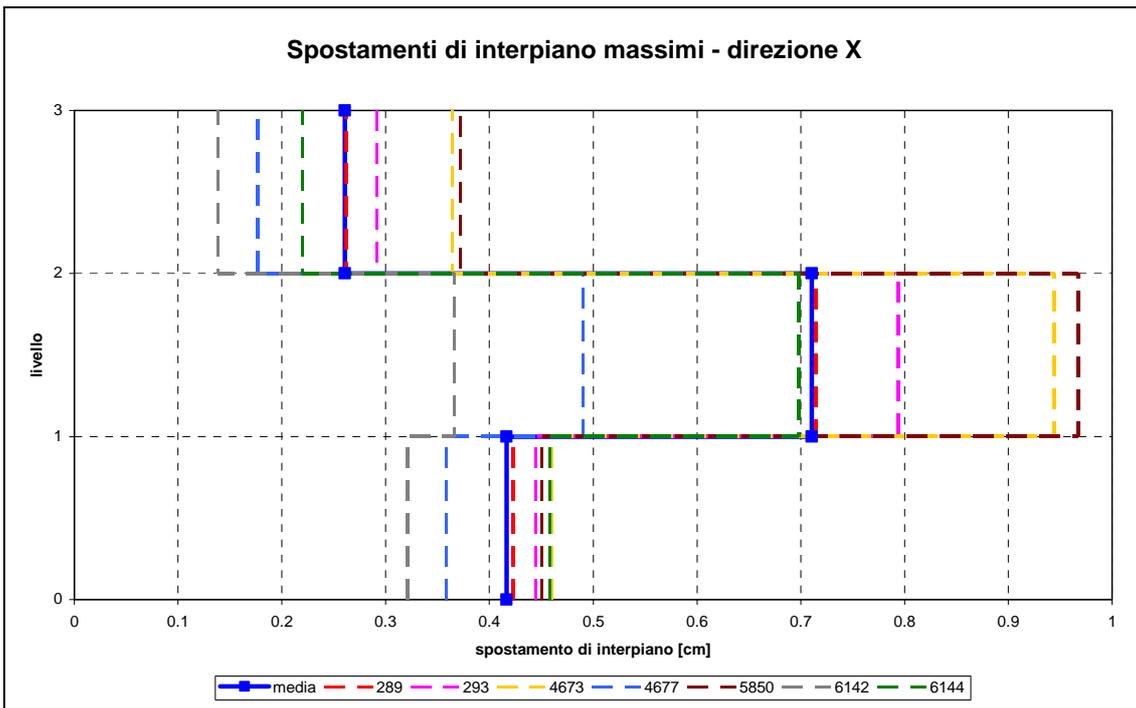


Figura 4.2 – Andamento dei massimi interstory drift in funzione del piano e del gruppo di accelerogrammi, nella direzione dei telai.

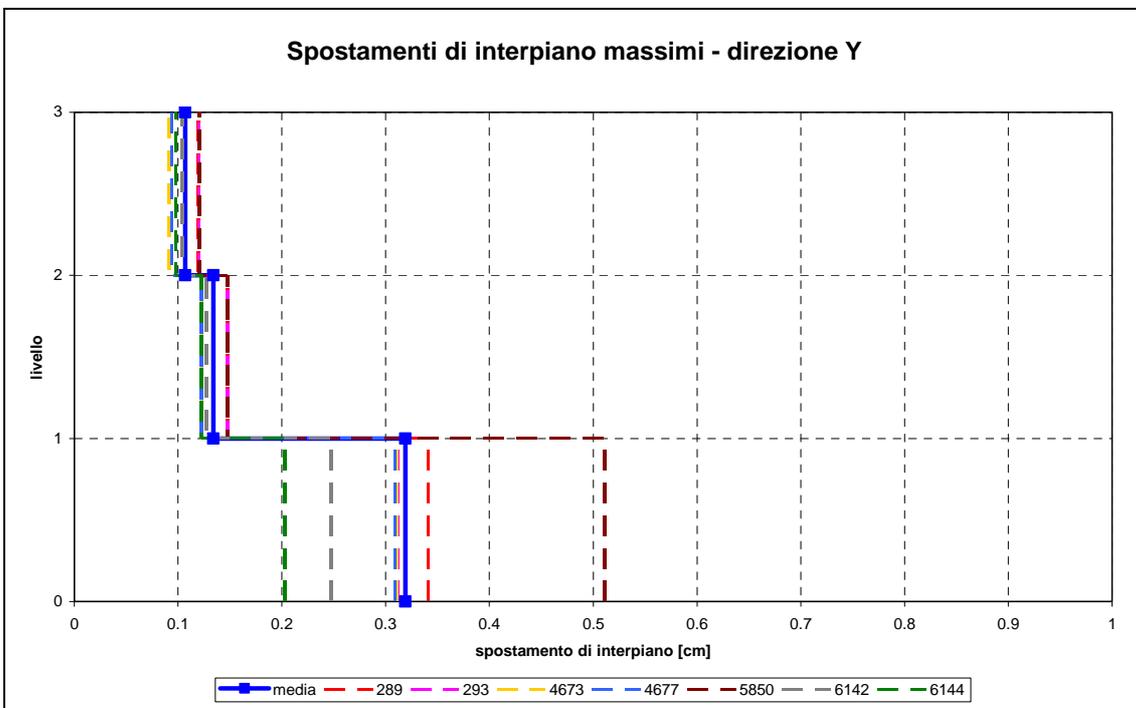


Figura 4.3 – Andamento dei massimi interstory drift in funzione del piano e del gruppo di accelerogrammi, nella direzione ortogonale ai telai.

Esaminando gli spostamenti relativi in direzione Y, invece, si coglie il comportamento opposto, ovvero i massimi si registrano in basso: questa volta al piano terra manca un muro spesso 33 cm accanto al vano scala, e buona parte dei pannelli orditi in questa direzione presentano aperture solo su tale piano, che risulta così meno rigido di quelli superiori.

Si vuole sottolineare che gli spostamenti nella direzione dei telai risultano maggiori rispetto a quelli perpendicolari, con valori quasi doppi. Si è già osservato, discutendo sull'ordine delle forme modali nel paragrafo 3.1.6, che i muri spessi 33÷35 cm e privi di aperture, disposti nella direzione ortogonale all'ossatura portante, alterano notevolmente la rigidità dell'edificio nel suo complesso. La presenza dei pannelli murari si conferma dunque determinante sulla risposta globale dell'edificio, poichè trasforma la direzione presunta forte in base all'orditura dei telai in quella debole, e viceversa; tuttavia, siccome fino a questo punto si è parlato di direzione forte intendendo quella dell'ossatura portante, si manterrà nel seguito questa dicitura.

Un rapido confronto fra i tagli alla base (tabella 4.2) mostra che, per tutti i gruppi di accelerogrammi, si ottengono valori in direzione Y maggiori di quelli in direzione X. Il risultato è in accordo con quanto sostenuto finora: la maggiore rigidità della costruzione perpendicolarmente ai telai fa sì che in questa direzione insorgano sollecitazioni alla base più elevate per effetto del moto impresso ai vincoli.

Record	Base shear X [kN]	Base shear Y [kN]
289	4325	4844
293	4243	4726
4673	3627	4592
4677	3972	4425
5850	4026	4706
6142	3718	4190
6144	4333	4514
media	4035	4571

Tabella 4.2 – *Massimi tagli alla base registrati nelle due direzioni, nei sette casi di analisi.*

4.2.3 Risultati delle analisi: sollecitazioni sugli elementi

Fino a questo punto si sono discussi risultati globali per l'edificio, ovvero base shear ed interstory drift. Per meglio comprendere l'evoluzione della risposta durante il sisma, però, è necessario esaminare cosa succede all'interno dei singoli elementi, come si sviluppano le deformazioni plastiche, ed eventualmente come si arriva alla crisi e quale meccanismo di collasso si instaura.

La normativa sostiene che, avendo a disposizione almeno sette analisi dinamiche, è possibile fare riferimento ai valori medi dei massimi temporali ottenuti dai singoli casi, in fase di progetto e verifica. Osservando le figure 4.2 e 4.3, si nota che i massimi interstory drift ottenuti dalla registrazione 289 in direzione X sono quasi coincidenti con i valori medi, e di poco li superano in direzione Y; perciò si farà riferimento alle time-history degli effetti ottenute in output dal gruppo 289.

Una possibile obiezione contro tale scelta è che i tagli alla base, prodotti da questo stesso gruppo, sono sostanzialmente i massimi fra i sette (tabella 4.2). Si tenga però presente che il taglio alla base è un parametro di risposta globale dell'edificio, mentre a governare il comportamento dei singoli elementi sono piuttosto il taglio di piano e lo spostamento di interpiano, fra loro collegati.

Riferendosi alla numerazione di figura 2.5, si considerano le time-history relative a:

- momento sulle cerniere plastiche della pilastrata 1 per tutti i piani, secondo l'asse 2-2 (asse debole) e secondo l'asse 3-3 (asse forte);
- momento sulle cerniere plastiche della travi 12-13 e 5-10 per tutti i livelli;
- sforzo normale sulle bielle di posizione 19-20, 1-6 e 5-10 per il primo e il secondo piano.

Sui grafici, oltre alle time-history, si riportano anche il valore di snervamento (o di fessurazione) e il valore massimo che il momento (o lo sforzo assiale) raggiunge sul dato elemento, come calcolati nel capitolo 3; in tal modo è possibile seguire l'evolvere delle plasticizzazioni.

Si considera dapprima la pilastrata 1. In figg. 4.4 - 4.6 sono rappresentati gli andamenti temporali del momento flettente rispetto all'asse 2-2 in corrispondenza delle cerniere plastiche al piano terra, primo e secondo piano; il momento in esame è indotto dalle forze dirette secondo Y. Si può facilmente notare che i valori della sollecitazione rimangono all'interno del campo elastico durante tutto l'evolvere del fenomeno; d'altra parte, la notevole rigidità dei muri posti in questa direzione fa sì che soltanto una minima quota parte dell'azione orizzontale vada a gravare sul sistema intelaiato.

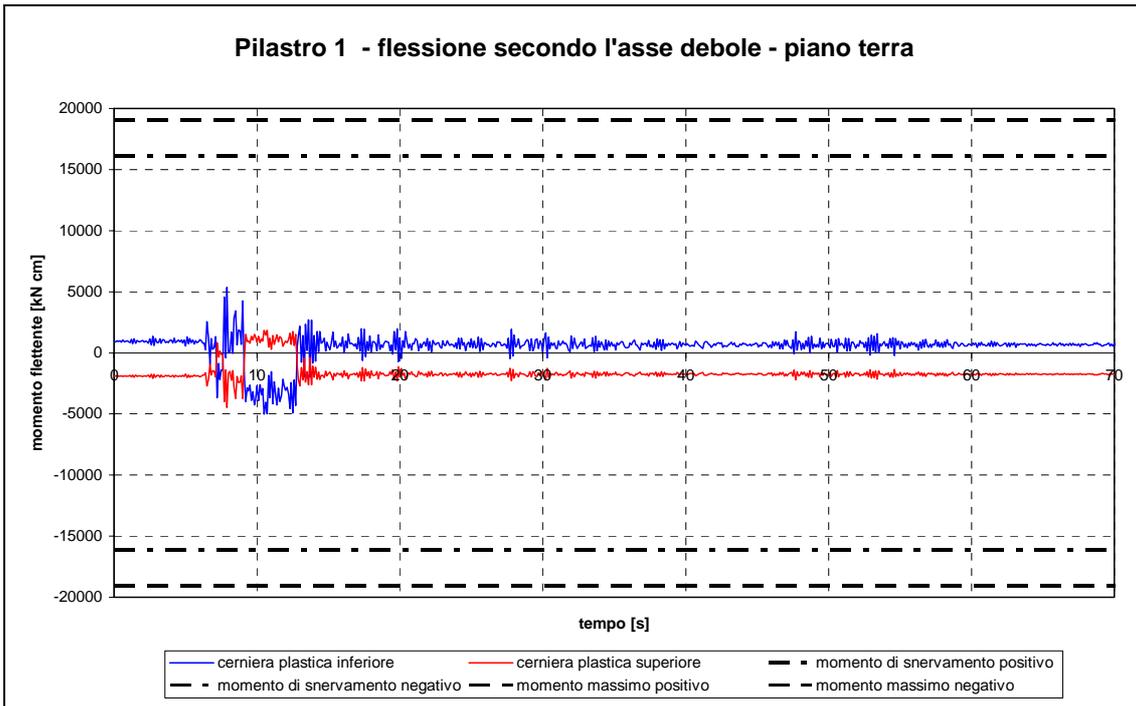


Figura 4.4 – Time-history del momento flettente M_2 per il pilastro 1 al piano terra.

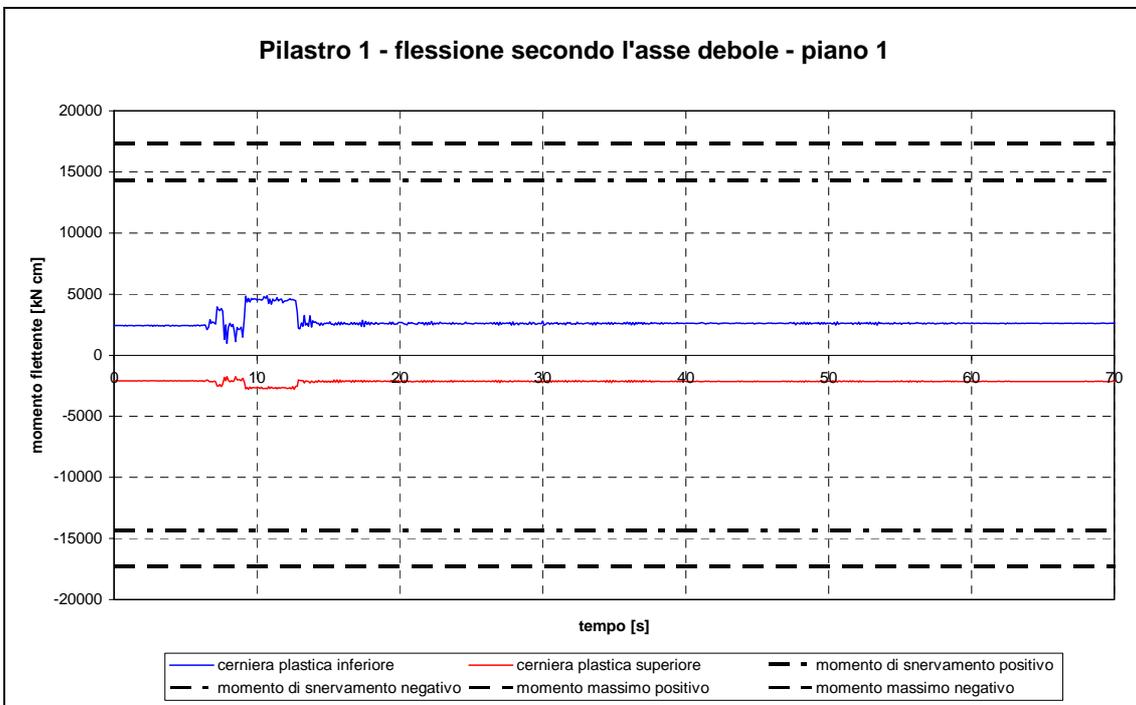


Figura 4.5 – Time-history del momento flettente M_2 per il pilastro 1 al primo piano.

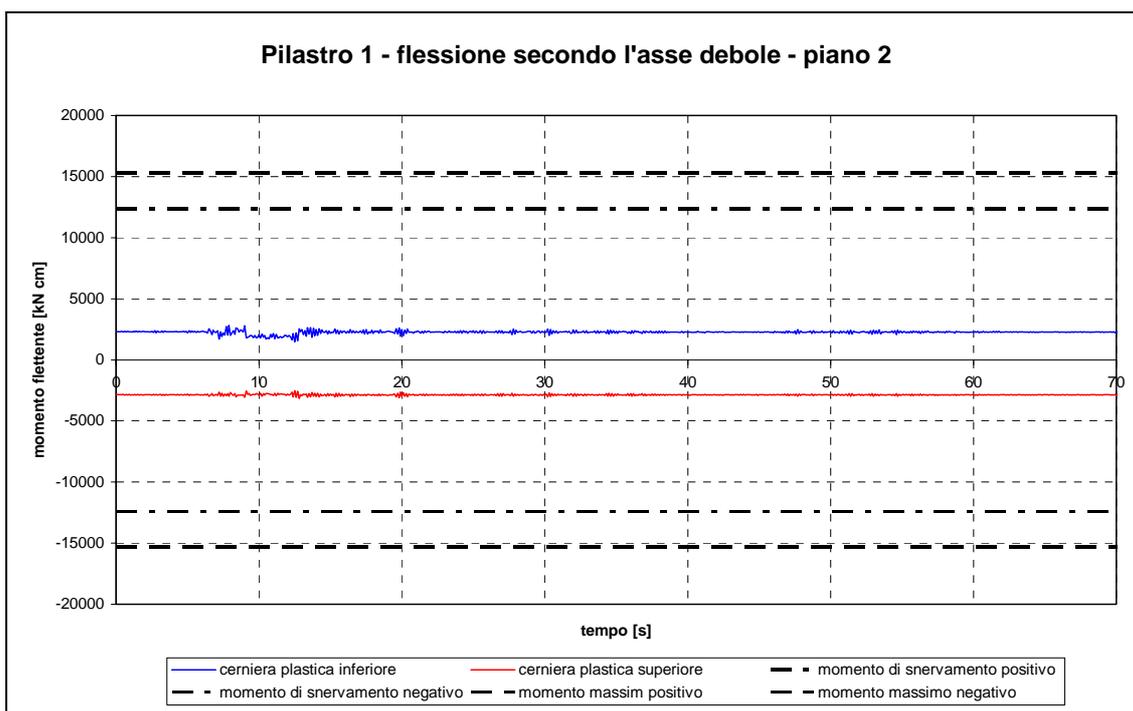


Figura 4.6 – Time-history del momento flettente M_2 per il pilastro 1 al secondo piano.

Passando a considerare la flessione della stessa pilastrata secondo l'asse 3-3, provocata da forze orizzontali parallele a X, si osserva ancora (figg. 4.7 - 4.9) che il limite elastico non viene mai superato. In questa direzione, tuttavia, è attesa una minore azione irrigidente da parte dei pannelli murari rispetto al caso precedente: i tamponamenti paralleli ai telai presentano infatti numerose finestre, anche se i tramezzi orditi nella stessa direzione in parte compensano la perdita di rigidezza dovuta alle aperture.

Le figure mostrano che il valore del momento flettente indotto rispetto all'asse forte 3-3 della sezione è maggiore rispetto a quello calcolato rispetto all'asse debole 2-2. Ciò conferma la previsione: la frazione della forza orizzontale diretta secondo X che si scarica sui muri è più piccola rispetto a quanto avveniva in direzione Y. Comunque, i momenti di snervamento e massimo della sezione rispetto all'asse forte sono più grandi di quelli rispetto all'altro asse: la sollecitazione si mantiene perciò abbondantemente all'interno del campo elastico-lineare.

Dai grafici delle figg. 4.7 - 4.9 si può inoltre desumere che, per effetto della non-linearità nella risposta delle bielle, si altera l'equilibrio interno alla struttura: al termine dello scuotimento i valori dei momenti non tornano ad essere esattamente quelli iniziali provocati dai soli carichi verticali.

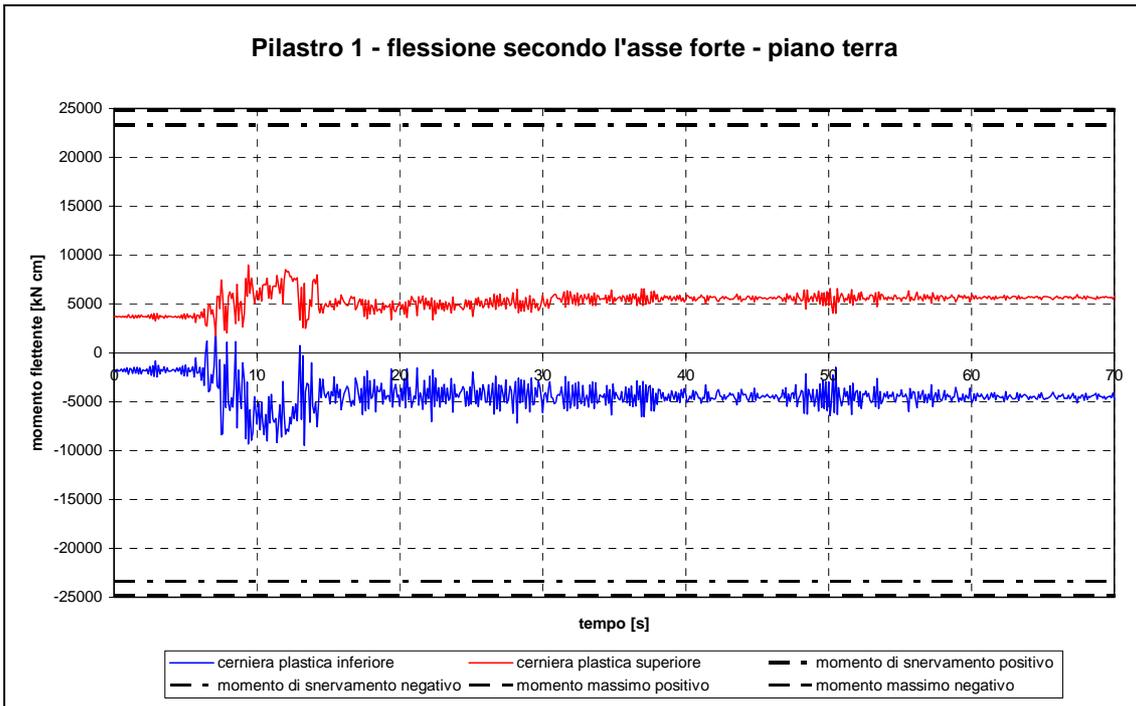


Figura 4.7 – Time-history del momento flettente M_3 per il pilastro 1 al piano terra.

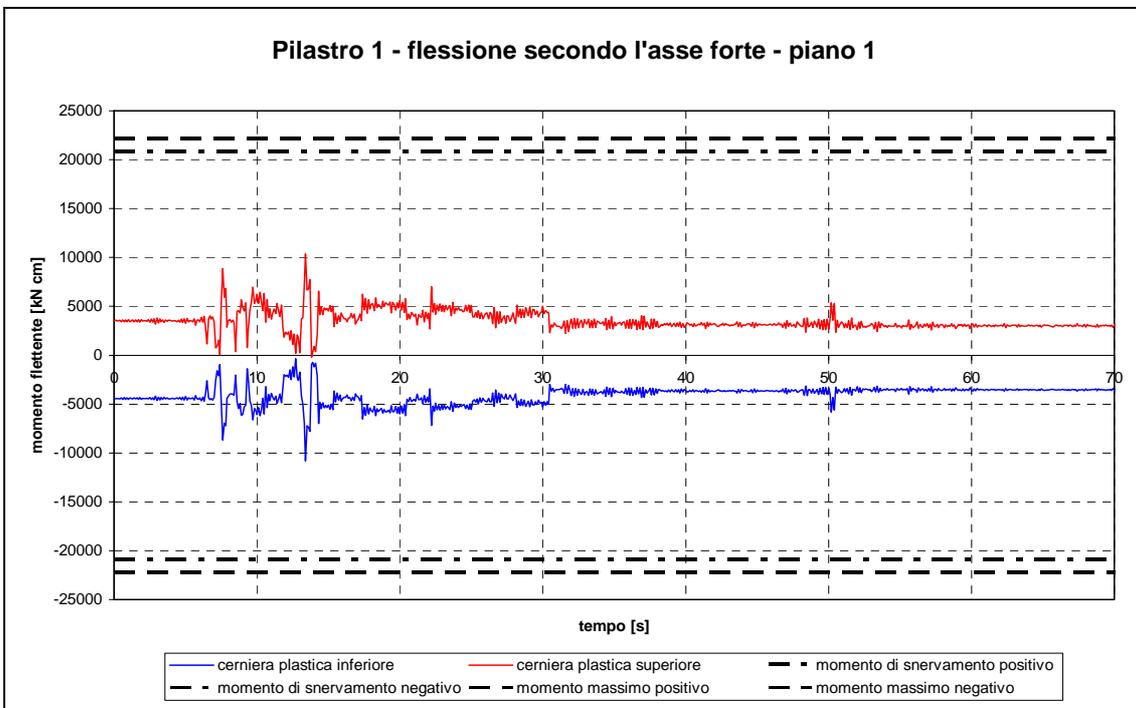


Figura 4.8 – Time-history del momento flettente M_3 per il pilastro 1 al primo piano.

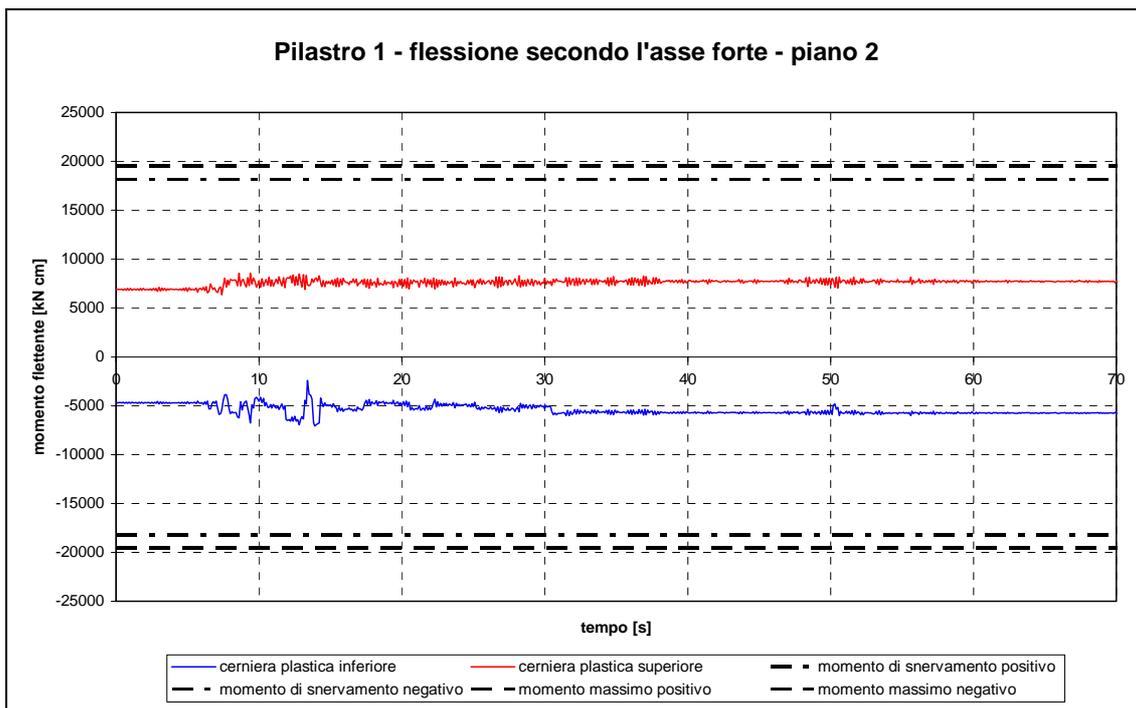


Figura 4.9 – Time-history del momento flettente M_3 per il pilastro 1 al secondo piano.

I momenti flettenti che nascono vicino ai nodi dei telai non sono sufficienti nemmeno per plasticizzare le cerniere introdotte nelle travi, che pure hanno momenti di snervamento e massimi più bassi rispetto ai pilastri: osservando le figure 4.10 - 4.12, relative ai tre livelli per la trave dell’orditura principale 12-13, si nota che il grafico del momento flettente non supera mai il valore di snervamento; tuttavia si avvicina ad esso più di quanto non faccia nel caso dei pilastri. Il minimo rapporto fra momento sollecitante e momento di snervamento è pari a circa 0.33 nel caso di pilastro inflesso secondo l’asse debole, 0.5 nel caso di pilastro inflesso secondo l’asse 3-3, mentre vale ben 0.8 se si considera la trave.

Un tale comportamento è molto positivo, poichè implica la formazione delle cerniere plastiche sulle travi prima che sui pilastri, evitando l’instaurarsi di meccanismi di piano. Tutte le attuali procedure per la progettazione antisismica di telai mirano proprio a questo scopo, basandosi sul cosiddetto “capacity design” ovvero sulla gerarchia degli elementi strutturali: è inutile che una trave sia in grado di resistere ad un elevato momento flettente, quando il pilastro che la sostiene va in crisi per un valore di sollecitazione minore; bisogna invece che l’elemento gerarchicamente più importante, come è il pilastro rispetto alla trave, sia in grado di portare un carico pari almeno a quello che provoca la crisi dell’elemento secondario.

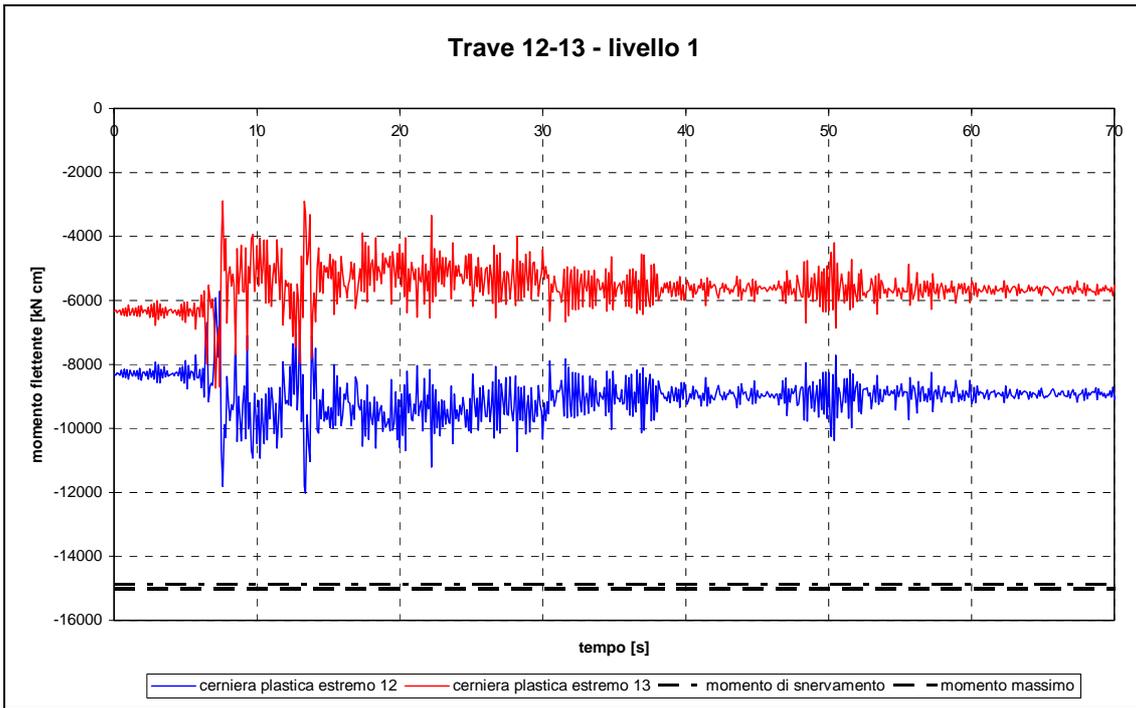


Figura 4.10 – Time-history del momento flettente per la trave 12-13 al livello 1.

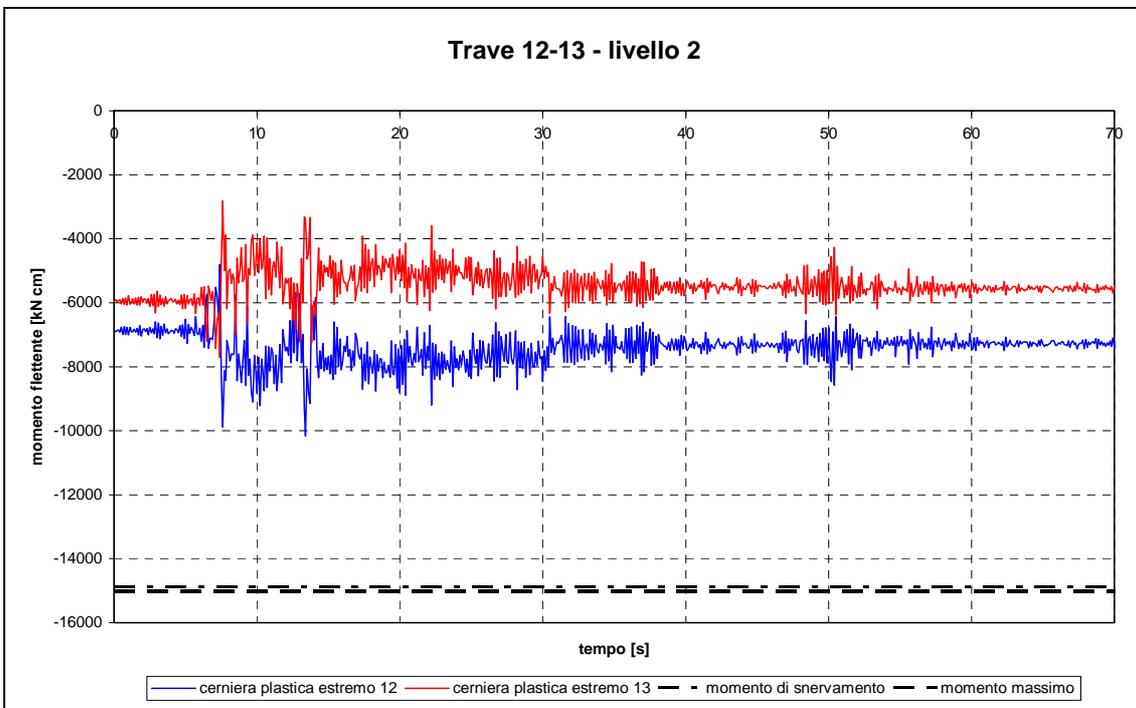


Figura 4.11 – Time-history del momento flettente per la trave 12-13 al livello 2.

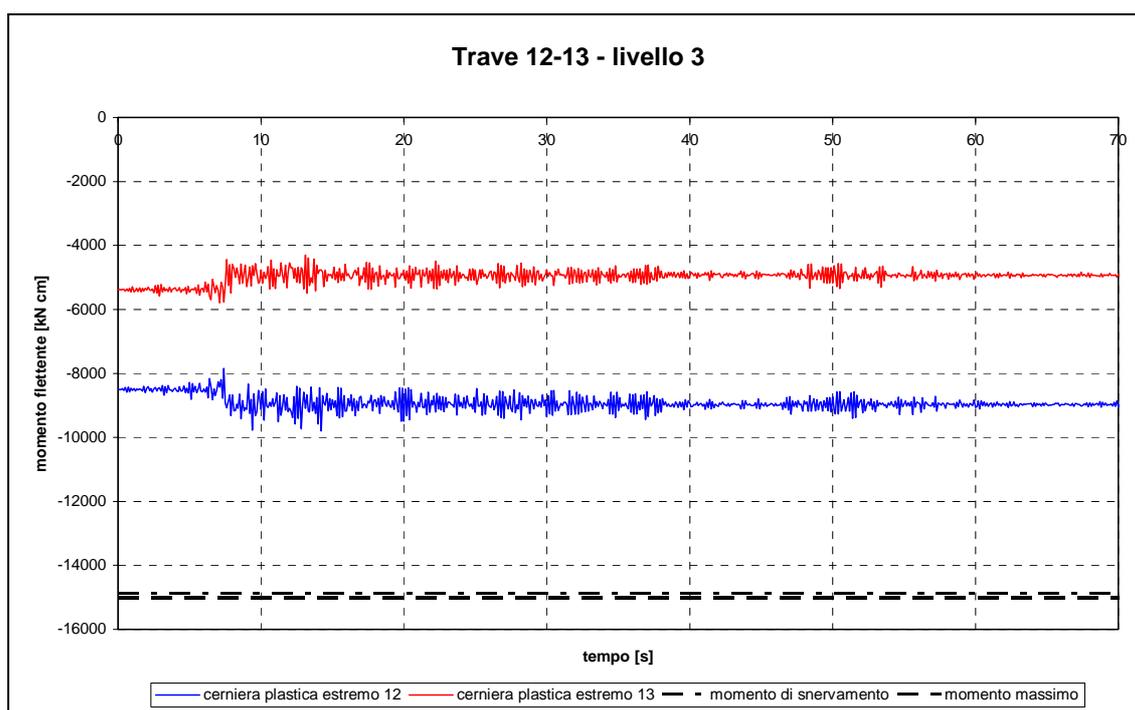


Figura 4.12 – Time-history del momento flettente per la trave 12-13 al livello 3.

Pur non essendo stata progettata secondo questa moderna filosofia, la scuola “Collina Castello” pare comunque offrire una risposta che soddisfa gli stessi principi.

Le osservazioni esposte in merito alla flessione secondo i due assi dei pilastri possono essere estese all’analisi delle travi principali e secondarie. La presenza di grossi tramezzi e tamponamenti in direzione Y contiene la sollecitazione flettente sulle travi di collegamento entro bassi livelli: su quelle del primo e secondo livello si raggiungono momenti pari a circa 0.67 volte il momento di snervamento.

Le time-history relative alla trave di bordo di posizione 5-10 sono illustrate nelle figure 4.13 - 4.15; su tali grafici è possibile notare quanto appena descritto.

Anche sulle travi si nota che il momento flettente stabilitosi al termine dello scuotimento è diverso da quello che si aveva inizialmente; la causa sta ancora una volta nella plasticizzazione di alcuni pannelli murari e nella conseguente alterazione dell’equilibrio.

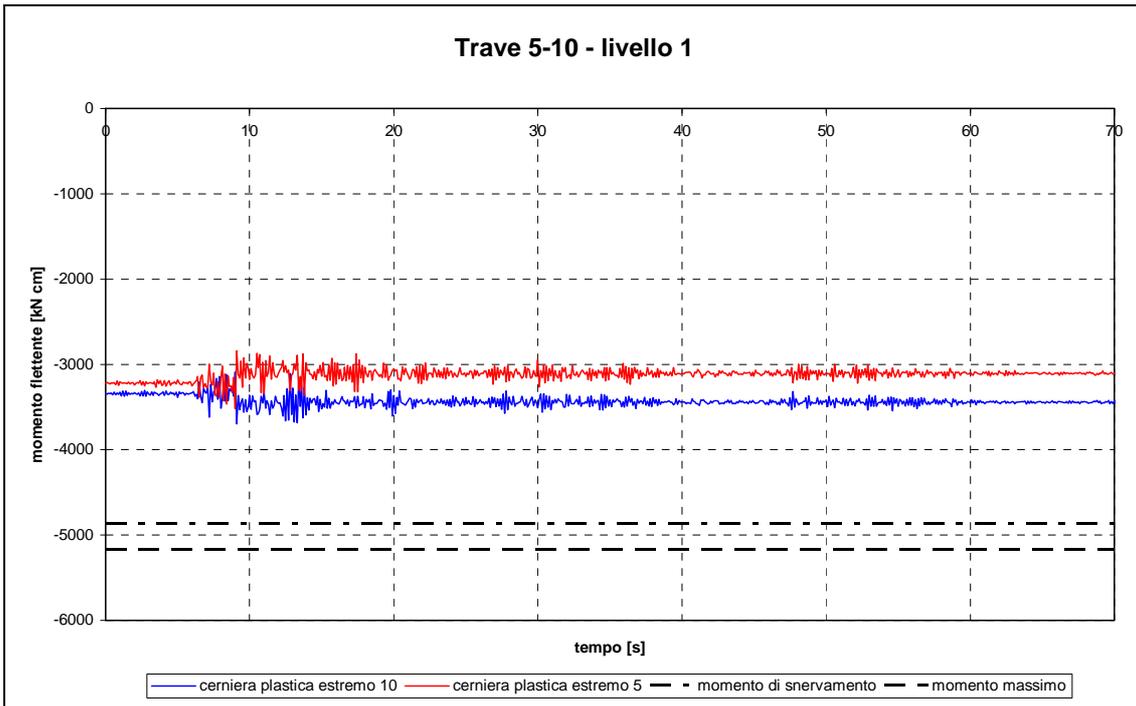


Figura 4.13 – Time-history del momento flettente per la trave 5-10 al livello 1.

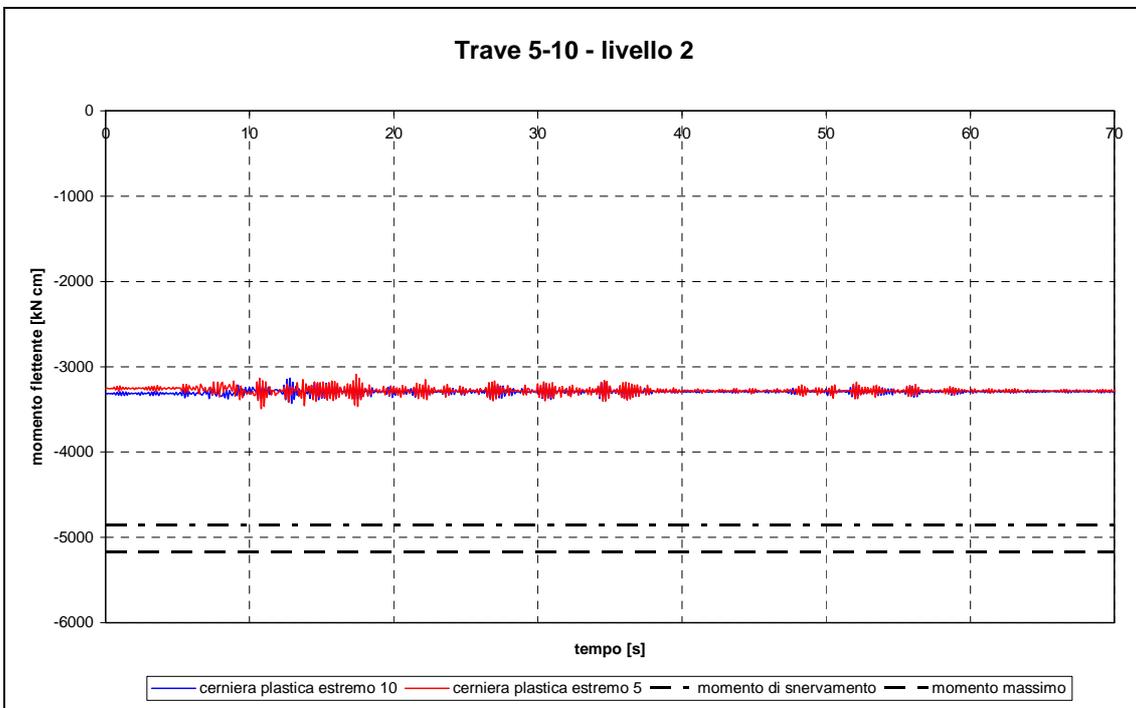


Figura 4.14 – Time-history del momento flettente per la trave 5-10 al livello 2.

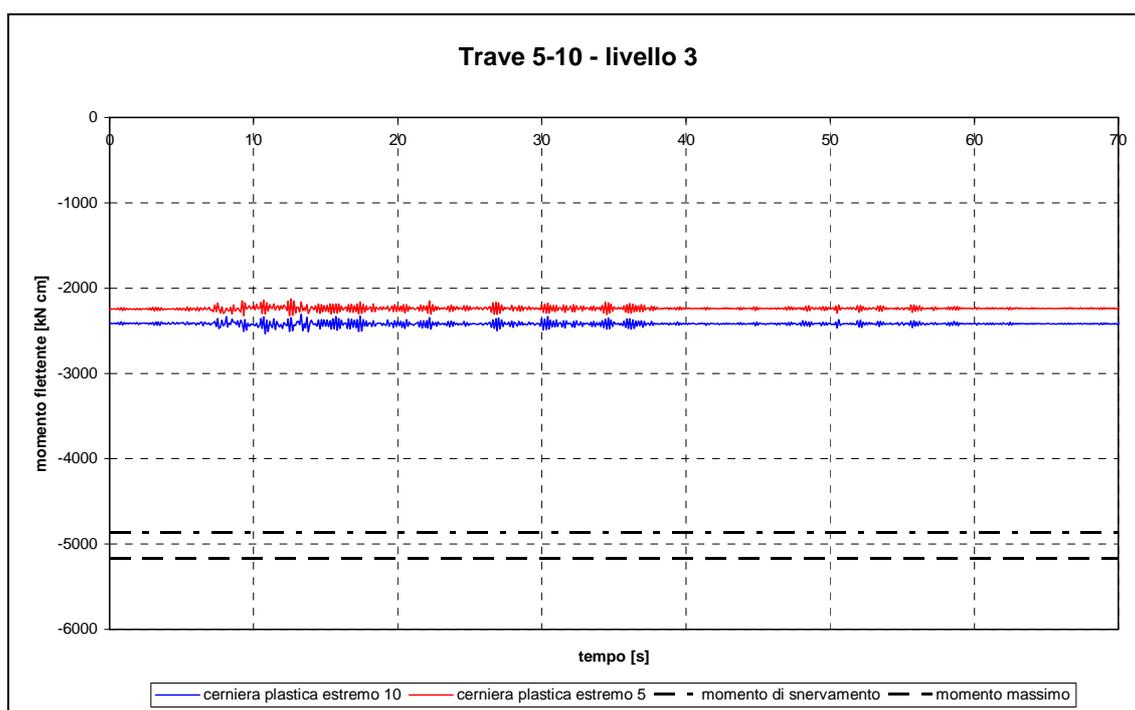


Figura 4.15 – Time-history del momento flettente per la trave 5-10 al livello 3.

Terminato l'esame degli elementi strutturali propriamente detti, si vuole ora controllare l'evoluzione dello sforzo assiale sulle bielle equivalenti, per capire dove il comportamento diviene inelastico. Si considerano tre muri di tamponamento, che rappresentano tre distinte situazioni: parete con ampia finestratura (posizione 19-20), parete con finestre di minore estensione (posizione 1-6) e muro completamente chiuso (posizione 5-10).

Si esaminano i risultati del piano terra e del primo piano, poichè lì le analisi forniscono gli interstory drift più accentuati.

Dai grafici di figg. 4.16 - 4.18 si desume la risposta delle tre bielle equivalenti poste al piano terra. Si nota che la biella rappresentativa della parete parzialmente finestrata è l'unica a raggiungere ripetutamente lo sforzo massimo, mentre quella corrispondente al tamponamento con molte aperture supera il limite elastico senza però plasticizzarsi completamente; infine, la biella che sostituisce il muro completamente chiuso presenta solo due picchi oltre la forza di prima fessurazione.

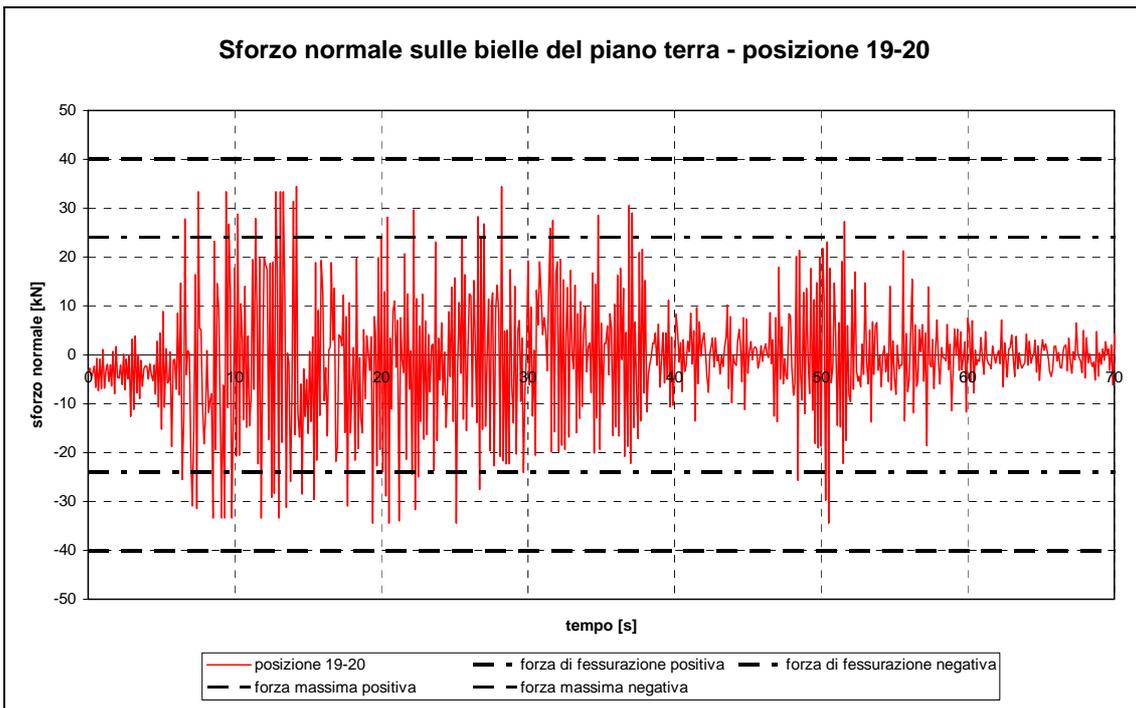


Figura 4.16 – Time-history dello sforzo assiale sulla biella di posizione 19-20, piano terra.

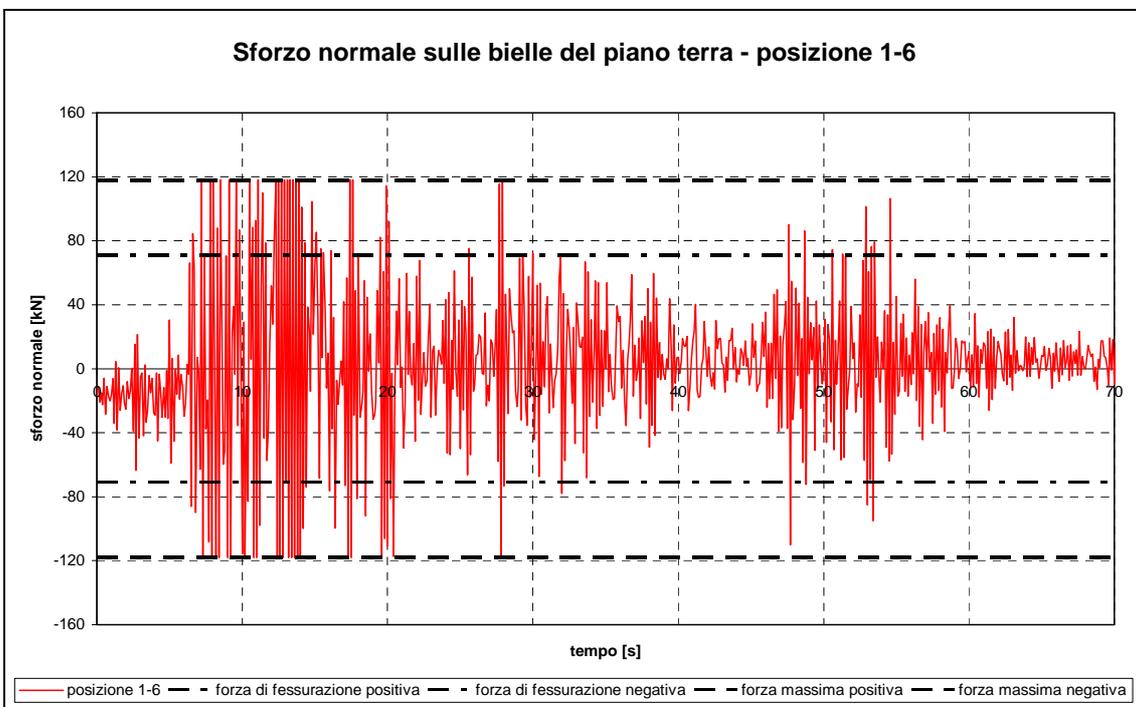


Figura 4.17 – Time-history dello sforzo assiale sulla biella di posizione 1-6, piano terra.

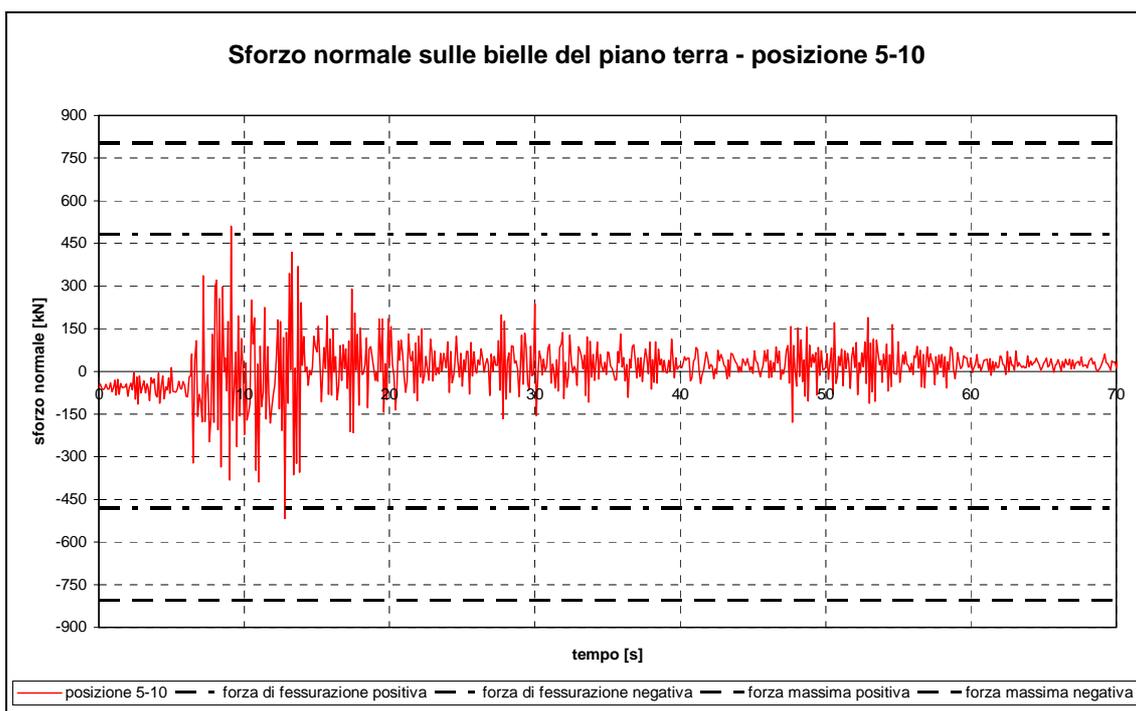


Figura 4.18 – Time-history dello sforzo assiale sulla biella di posizione 5-10, piano terra.

Tale risposta sembra fedele al comportamento reale dei pannelli murari: all'aumentare delle aperture si riducono assieme rigidezza e resistenza, ma la prima cala più velocemente; così, il muro intermedio è sufficientemente rigido per accollarsi una forza che lo porta in campo plastico. La presenza di porte e finestre interferisce notevolmente con il “percorso” dei carichi all'interno del pannello, abbattendone la capacità resistente; questa influenza è leggermente minore per quanto riguarda la rigidezza, restituendo la situazione appena descritta.

Ulteriori considerazioni possono farsi per l'andamento dello sforzo normale sulle bielle del secondo piano, graficato in figg. 4.19 - 4.21.

Ricordando quanto già affermato nel paragrafo precedente, al primo piano si registrano i massimi interstory drift in direzione X, mentre al piano terra quelli perpendicolari. Infatti, le bielle equivalenti ai muri in direzione Y del primo piano sono meno sollecitate rispetto alle corrispondenti del piano terra, e viceversa quelle in direzione X sono più caricate al primo piano. Questo comporta che in posizione 19-20 (parallela a X) si raggiunga la forza massima in più istanti, mentre in posizione 5-10 (parallela a Y) si stia lontano dal valore ultimo.

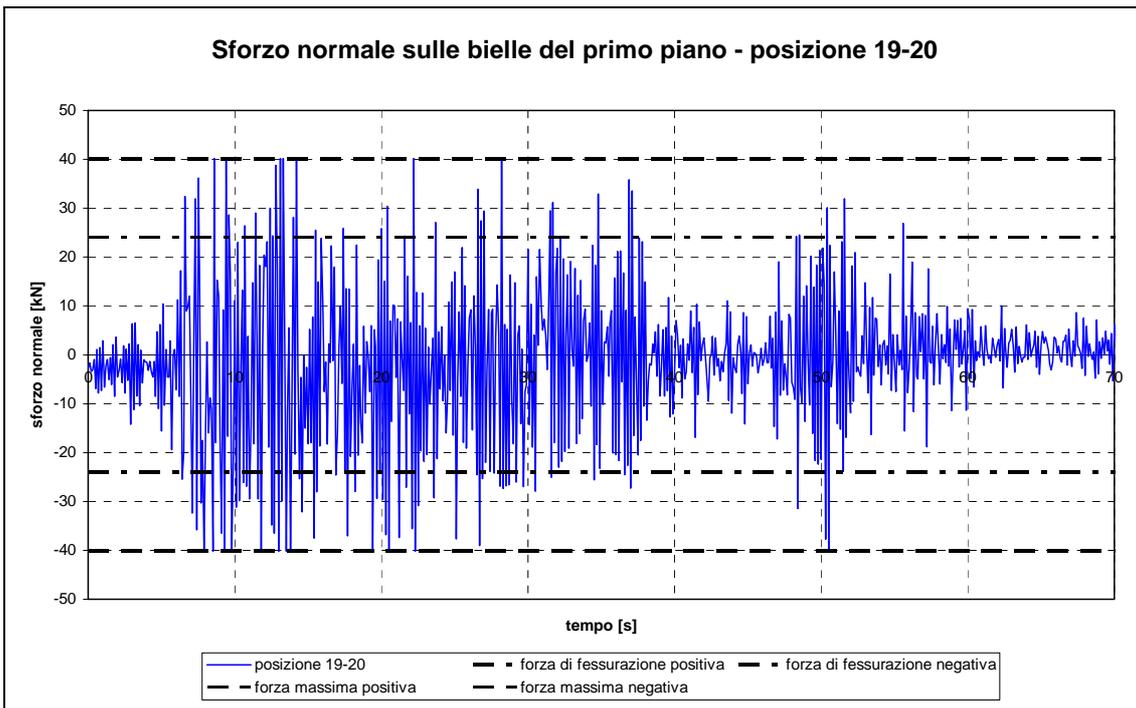


Figura 4.19 – Time-history dello sforzo assiale sulla biella di posizione 19-20, primo piano.

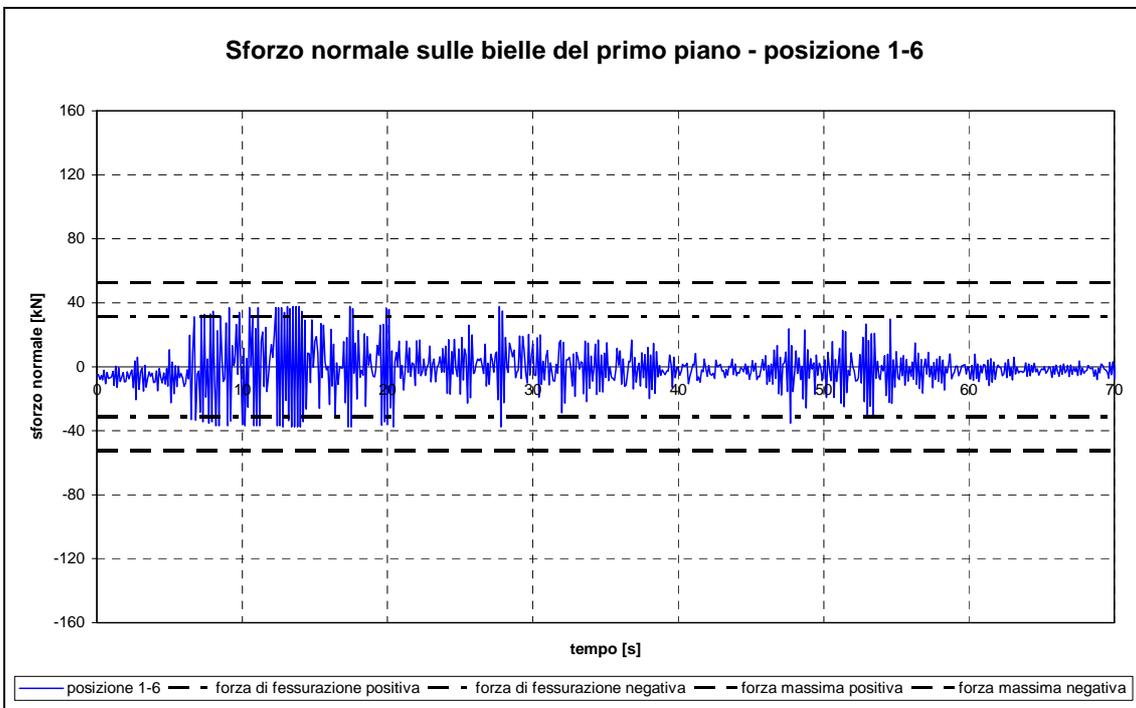


Figura 4.20 – Time-history dello sforzo assiale sulla biella di posizione 1-6, primo piano.

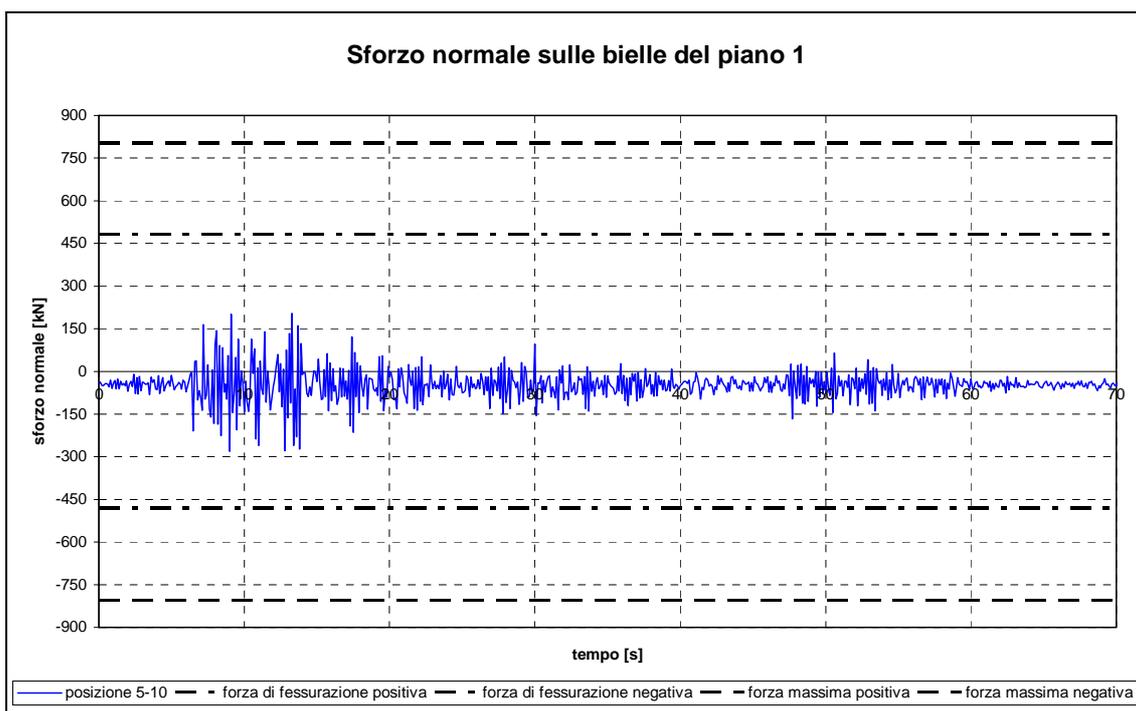


Figura 4.21 – Time-history dello sforzo assiale sulla biella di posizione 5-10, primo piano.

Una considerazione a parte merita il muro posto fra i pilastri 1 e 6. Al primo piano la superficie finestrata è maggiore rispetto al piano inferiore, di conseguenza calano rigidità e resistenza del pannello; la riduzione di sollecitazione dovuta al minore spostamento di interpiano, associata a quella indotta dalla minore rigidità, fa sì che sulle bielle equivalenti si raggiunga solo lo sforzo di fessurazione senza arrivare a completa plasticizzazione.

4.2.4 Considerazioni sui risultati

Stando ai risultati forniti dal modello si direbbe che, grazie al ruolo provvidenziale giocato da tamponamenti e tramezzi, la risposta dei telai portanti si mantiene lontana dal campo non lineare, essendo le plasticizzazioni limitate ai pannelli murari.

Tuttavia, non si può dimenticare che il modello adottato non prevede una legge di degradazione delle proprietà meccaniche della muratura sotto carico ciclico. Nella realtà, invece, la rigidità e la resistenza offerte dai muri calano di ciclo in ciclo, con un andamento simile a quello mostrato in figura 4.22.

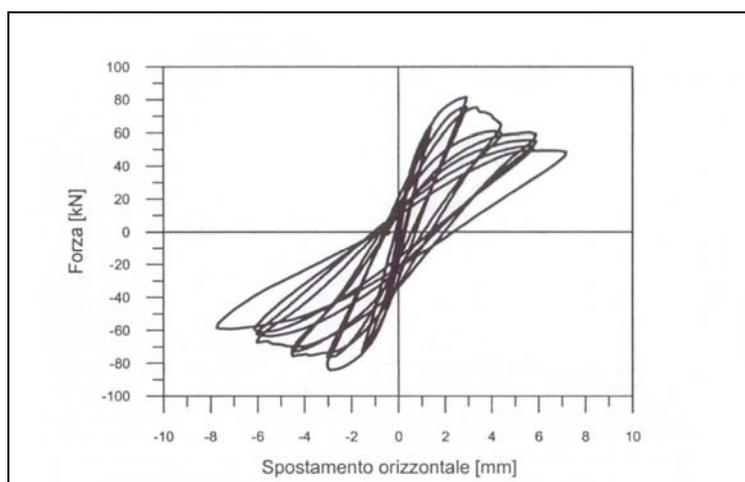


Figura 4.22 – *Comportamento isteretico degradante per un pannello in muratura.*

Di conseguenza, è vero che durante i primi istanti del sisma buona parte dell'azione orizzontali viene assorbita dai muri; però, al proseguire del sisma, questa quota si riduce, rendendo più gravosa la sollecitazione su travi e pilastri.

Bisogna aggiungere che il massimo interstory drift fra quelli prodotti dai sette gruppi vale circa 1 cm, che rapportato all'altezza interpiano fornisce uno scorrimento del 3‰; questo spostamento non dovrebbe arrecare gravi danni alla muratura, benchè un minimo di degrado sia comunque da attendere.

Per considerare l'effetto di questa degradazione, e per tenere conto delle notevoli incertezze sulle proprietà stimate per la muratura, che potrebbero essere peggiori di quanto finora assunto, si è pensato di ripetere l'analisi con rigidezza elastica e resistenza delle bielle dimezzate (i valori di ε_c ed ε_m restano invariati). Si tratta ancora di una semplificazione, poichè si sottovalutano così le proprietà iniziali; tuttavia, essa consente di valutare l'aggravamento dello stato di sollecitazione su travi e pilastri.

Il base shear in direzione Y raggiunge ora un picco di 3708 kN, contro i 4844 kN che lo stesso record produceva in precedenza; in direzione X si ha una punta di 2514 kN, minore dei 4325 kN ottenuti a bielle intere. Questo è l'effetto della riduzione di rigidezza dell'edificio nel suo complesso. Il massimo interstory drift si registra, perpendolarmente ai telai, ancora al piano terra, con un valore di 1.02 cm maggiore del precedente, che valeva 0.34 cm; parallelamente ai telai, invece, si raggiungono al primo piano 0.75 cm, a fronte di 0.71 cm. Le time-history di taglio alla base e spostamenti di interpiano sono raccolte nell'appendice B.

Si può allora concludere che, con un danneggiamento delle pareti corrispondente ad una

riduzione a metà delle loro proprietà meccaniche, la direzione X torna ad essere effettivamente quella forte.

Le figure seguenti sono analoghe a quelle presentate nelle pagine precedenti, ricavate però con le bielle ridotte.

Confrontando le figure 4.23 - 4.25 con le 4.4 -4.6, si osserva che la sollecitazione rispetto all'asse 2-2 sul pilastro presenta ora picchi di valori circa doppi rispetto all'analisi precedente, a conferma della notevole influenza esercitata dai pannelli murari sulla risposta. Nonostante ciò, il momento flettente si mantiene sempre distante dai valori di snervamento, con un fattore di sicurezza pari a circa 0.75 nel peggiore dei casi. La flessione rispetto all'asse 3-3, invece, presenta variazioni più piccole rispetto a quella secondo l'asse debole: aumenta il numero dei picchi, che però si mantengono a circa 0.5 volte il momento di snervamento, e cresce leggermente il valore massimo raggiunto al piano terra, pur rimanendo entro il limite appena citato (figg. 4.26 - 4.28).

Vale la pena di ricordare che questa il momento M_3 è generato da forze dirette secondo X, direzione in cui la rigidezza aggiuntiva introdotta dai tamponamenti è molto minore rispetto a quella sviluppata lungo Y (cui corrisponde M_2), per via delle ampie superfici finestrate; una riduzione della rigidezza delle bielle equivalenti, pertanto, ha qui un'influenza più contenuta sulla risposta strutturale.

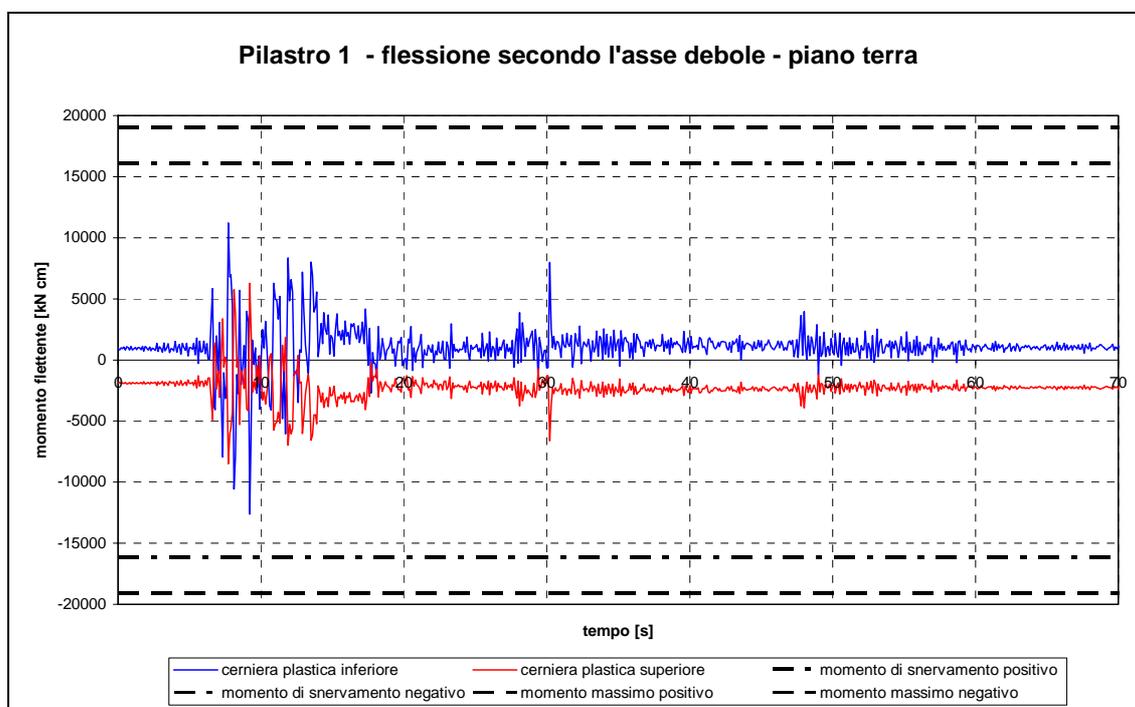


Figura 4.23 – Time-history del momento flettente M_2 per il pilastro 1 al piano terra (bielle ridotte).

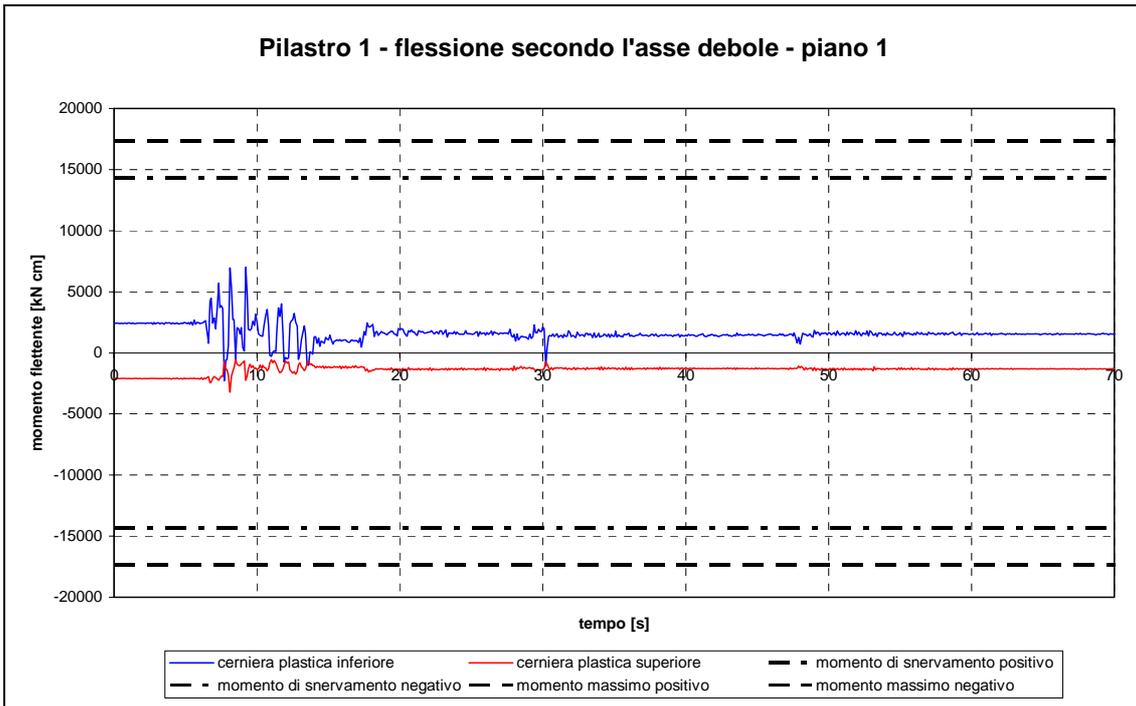


Figura 4.24 – Time-history del momento flettente M_2 per il pilastro 1 al primo piano (bielle ridotte).

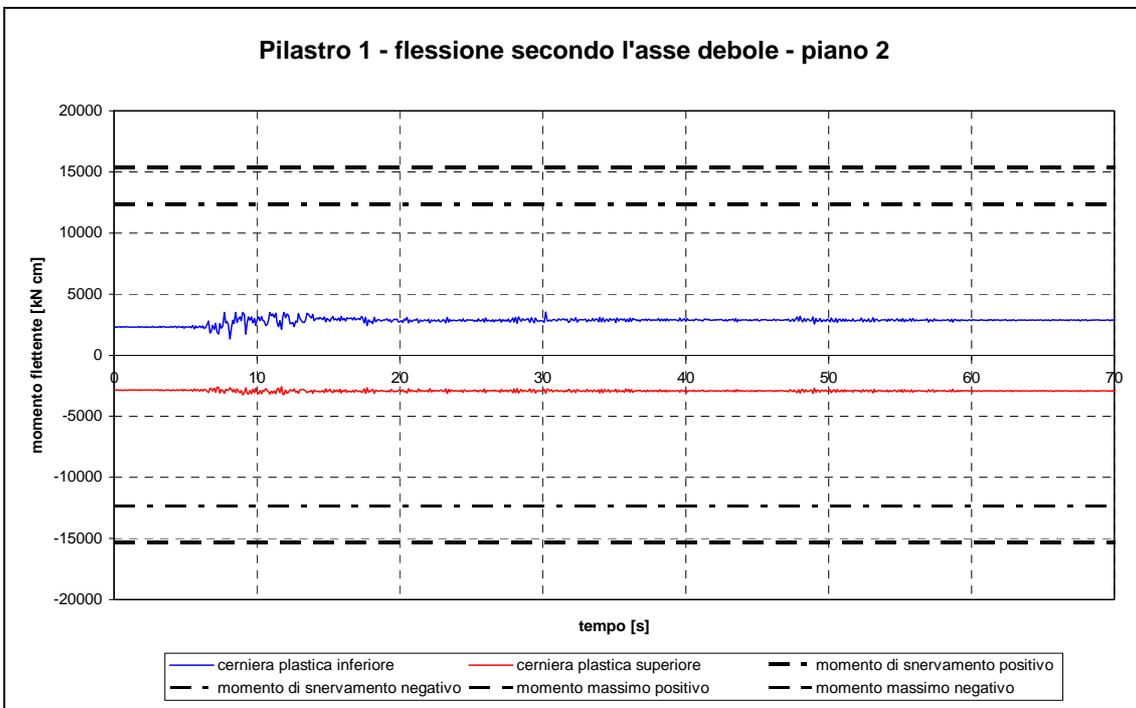


Figura 4.25 – Time-history del momento flettente M_2 per il pilastro 1 al secondo piano (bielle ridotte).

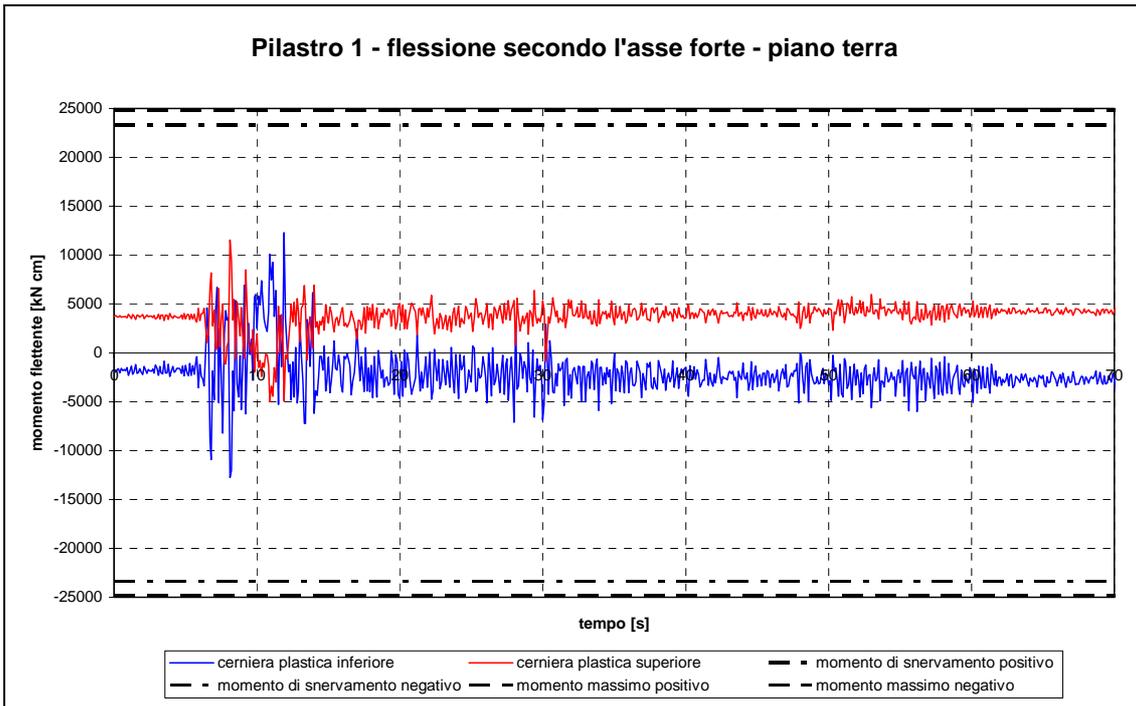


Figura 4.26 – Time-history del momento flettente M_3 per il pilastro 1 al piano terra (bielle ridotte).

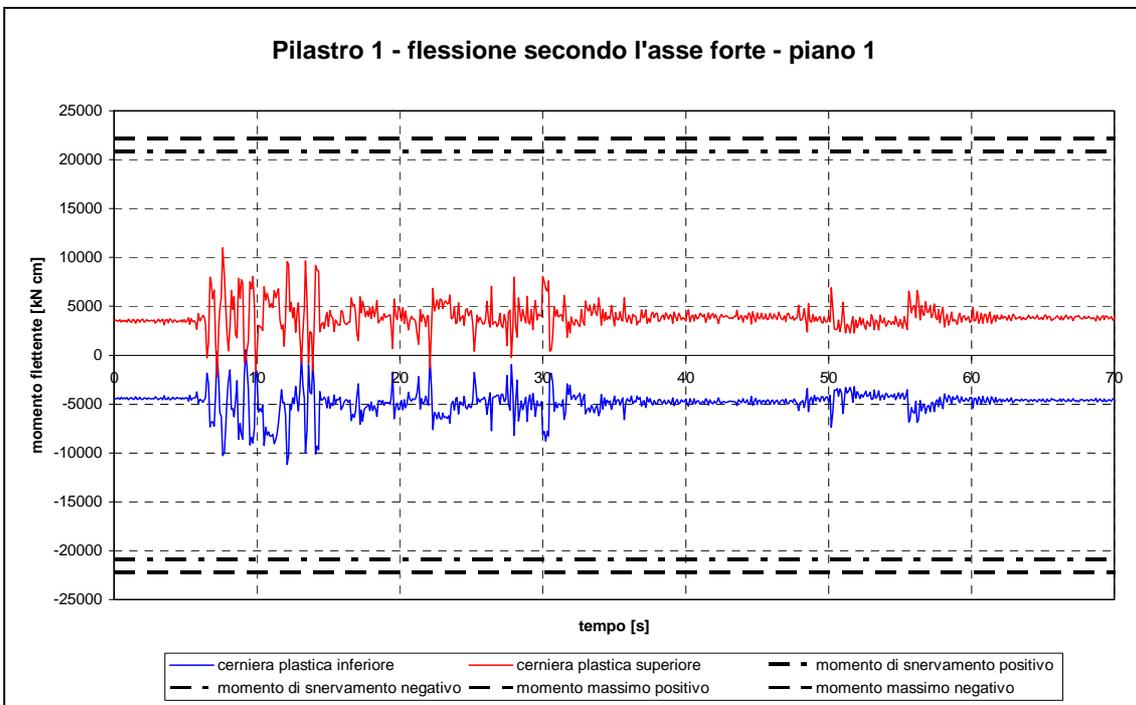


Figura 4.27 – Time-history del momento flettente M_3 per il pilastro 1 al primo piano (bielle ridotte).

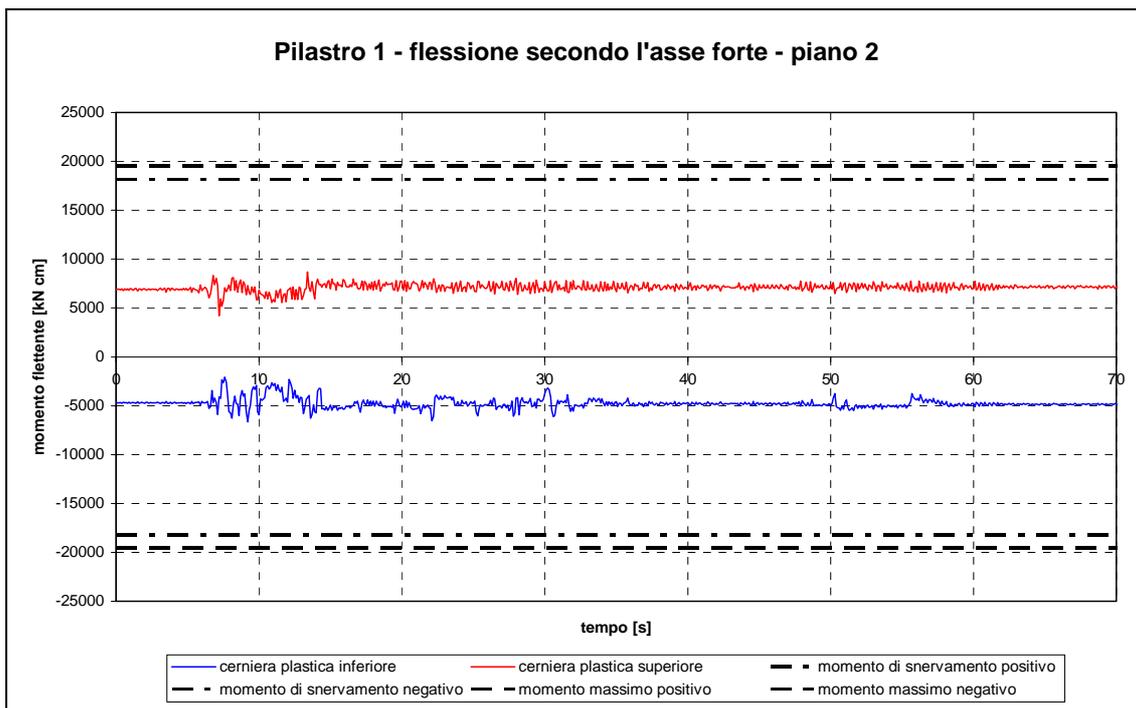


Figura 4.28 – Time-history del momento flettente M_3 per il pilastro 1 al secondo piano (bielle ridotte).

Per quanto riguarda le travi, l'elemento 12-13 (trave principale) non presenta notevoli differenze rispetto al caso di murature integre: a parte il maggior numero di picchi, non viene mai raggiunto lo snervamento, anzi il coefficiente di sicurezza rispetto a questo stato limite rimane circa 0.8 come prima; si vedano a tal proposito le figure 4.29 - 4.31 a confronto con le 4.10 - 4.12.

Per le travi secondarie di bordo, si esamina ancora la campata 5-10 sui tre livelli, le cui time-history sono graficate in figg. 4.32 - 4.34. Su questi elementi si ottengono scostamenti dal caso di muratura intatta (figg. 4.13 - 4.15) più evidenti di quanto succede sulle travi principali, per la stessa motivazione che spiega il diverso comportamento dei pilastri rispetto ai due assi della sezione. Il momento presenta un picco pari a 0.83 volte quello di snervamento, maggiore rispetto al picco di $0.67 M_y$ che si aveva nell'altra analisi.

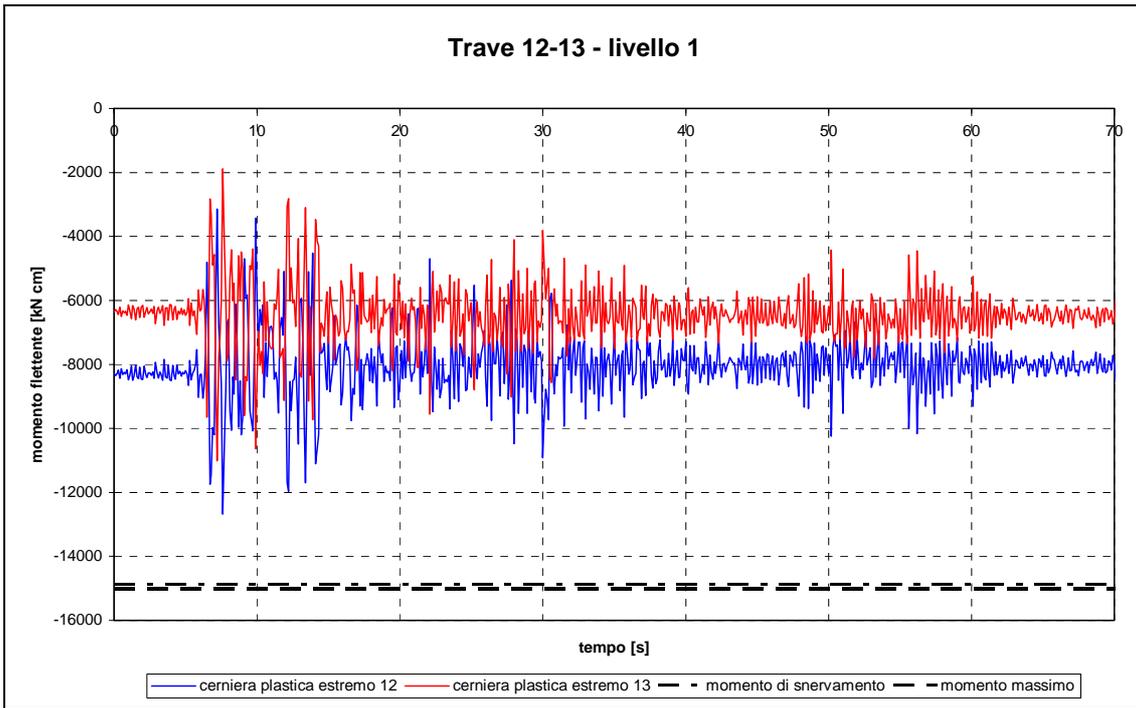


Figura 4.29 – Time-history del momento flettente per la trave 12-13 al livello 1 (bielle ridotte).

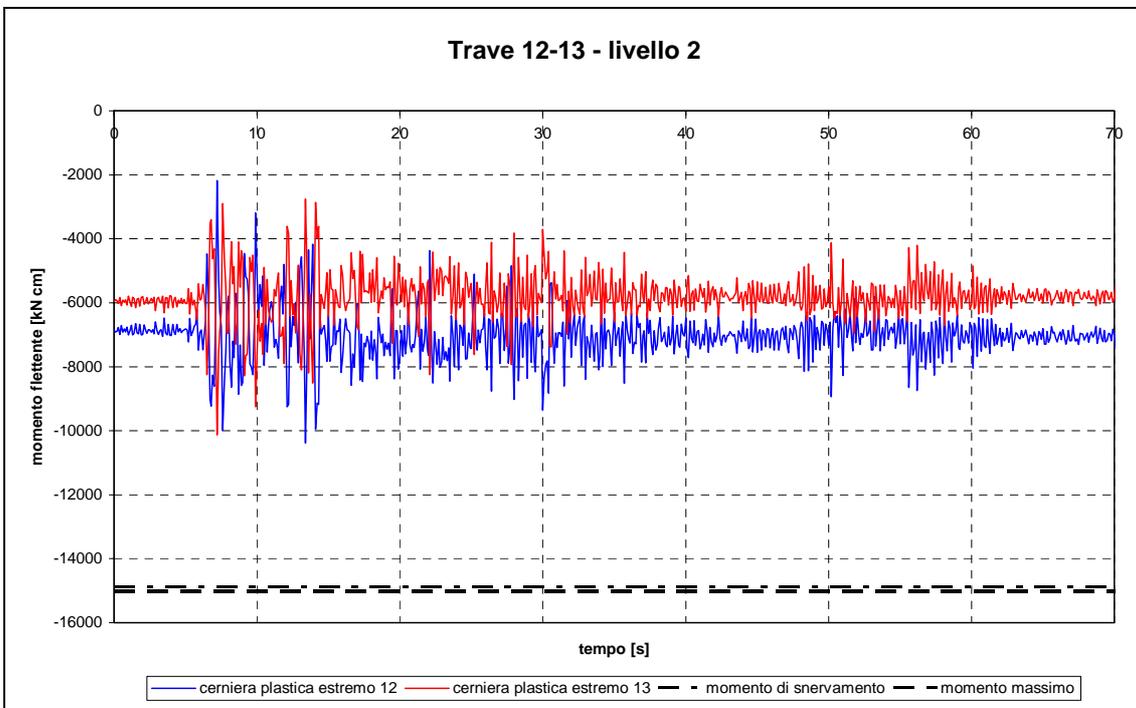


Figura 4.30 – Time-history del momento flettente per la trave 12-13 al livello 2 (bielle ridotte).

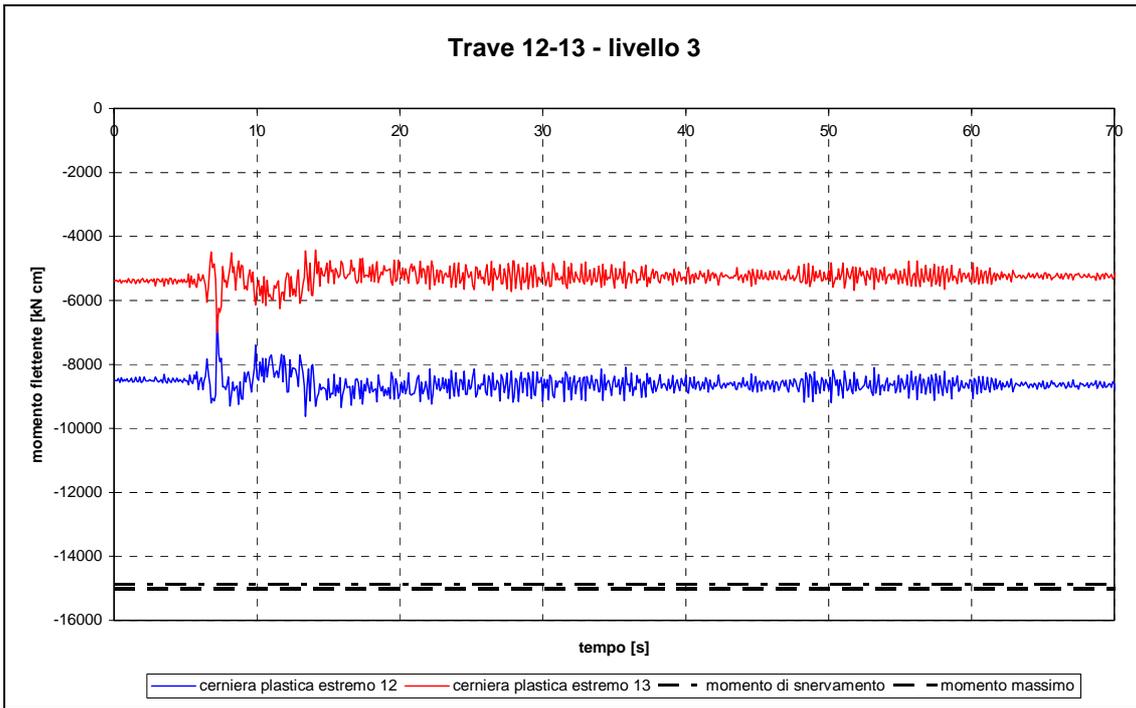


Figura 4.31 – Time-history del momento flettente per la trave 12-13 al livello 3 (bielle ridotte).

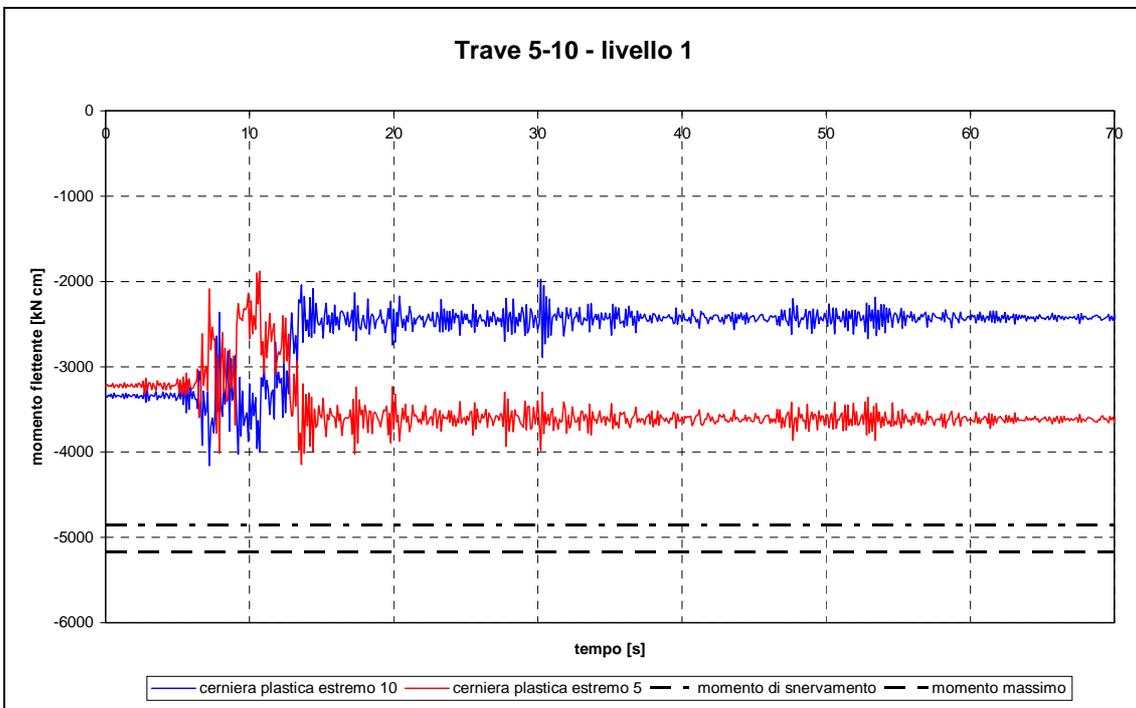


Figura 4.32 – Time-history del momento flettente per la trave 5-10 al livello 1 (bielle ridotte).

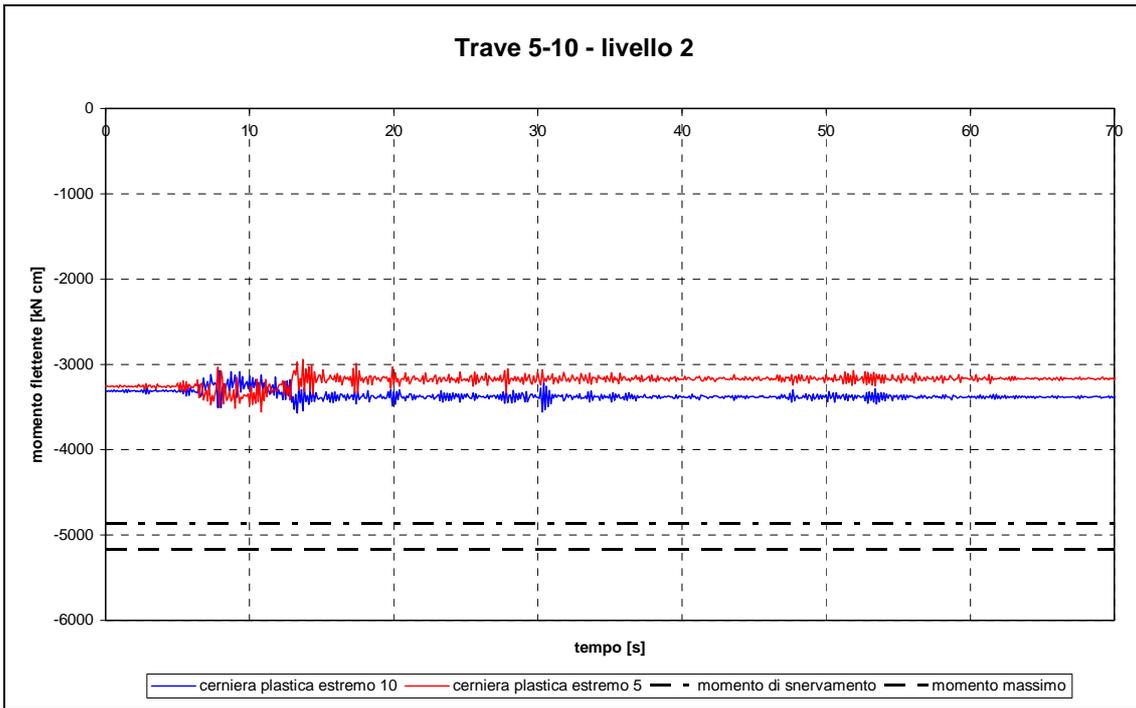


Figura 4.33 – Time-history del momento flettente per la trave 5-10 al livello 2 (bielle ridotte).

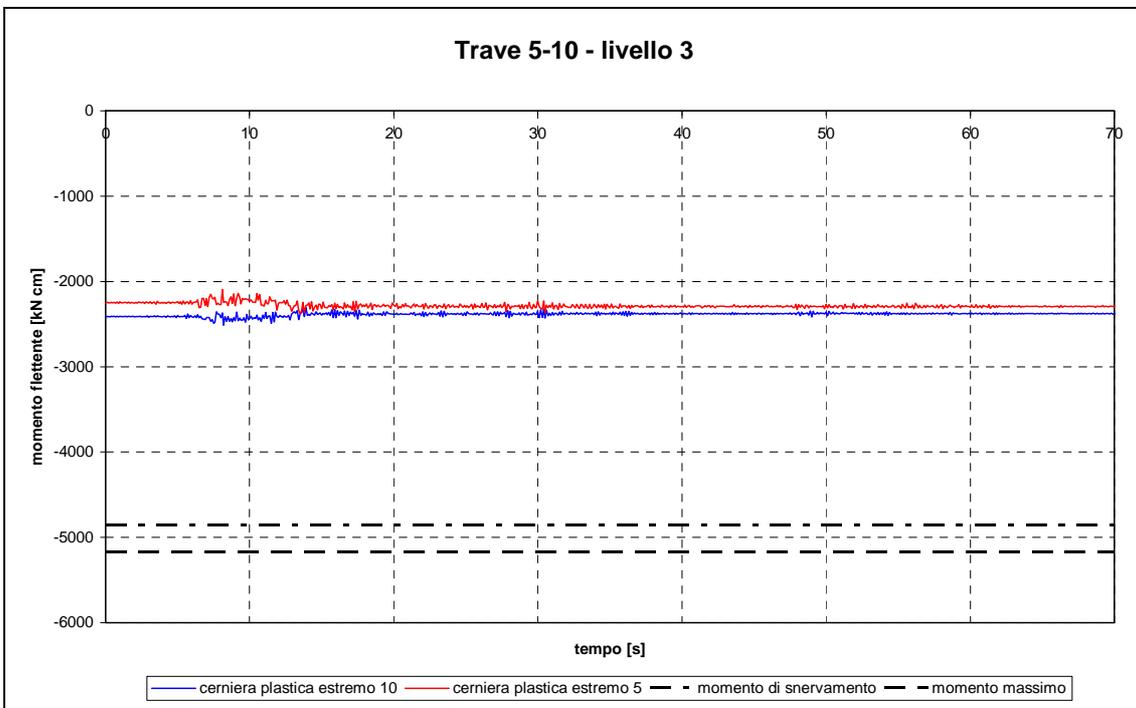


Figura 4.34 – Time-history del momento flettente per la trave 5-10 al livello 3 (bielle ridotte).

Infine, si esaminano nuovamente le risposte delle bielle equivalenti. Osservando le figure 4.35 - 4.37 a confronto con le 4.16 - 4.18 si nota che le bielle del piano terra indebolite raggiungono tutte la plasticizzazione, cosa che prima interessava solo quella in posizione 1-6; quest'ultima resta comunque l'elemento con maggiori escursioni in campo non-lineare.

Fra le bielle del primo piano, invece, quella posta fra i pilastri 19 e 20 continua ad essere la più sollecitata, non molteplici picchi che toccano lo sforzo normale massimo; d'altra parte rappresenta un muro parallelo ad X, direzione in cui al primo piano si verificano i massimi spostamenti. Anche la biella di posizione 1-6 raggiunge più volte lo sforzo massimo, mentre a pareti integre superava appena il valore di prima fessurazione. Solo in posizione 5-10 non si arriva mai a plasticizzazione, pur essendovi alcuni picchi oltre lo sforzo di fessurazione; nella precedente analisi, questo elemento rimaneva abbondantemente all'interno del campo elastico. Le time-history relative alle bielle del primo piano dopo il danneggiamento sono rappresentate nelle figure 4.38 - 4.40; quelle relative alla condizione integra si trovano nelle precedenti figure 4.19 - 4.21.

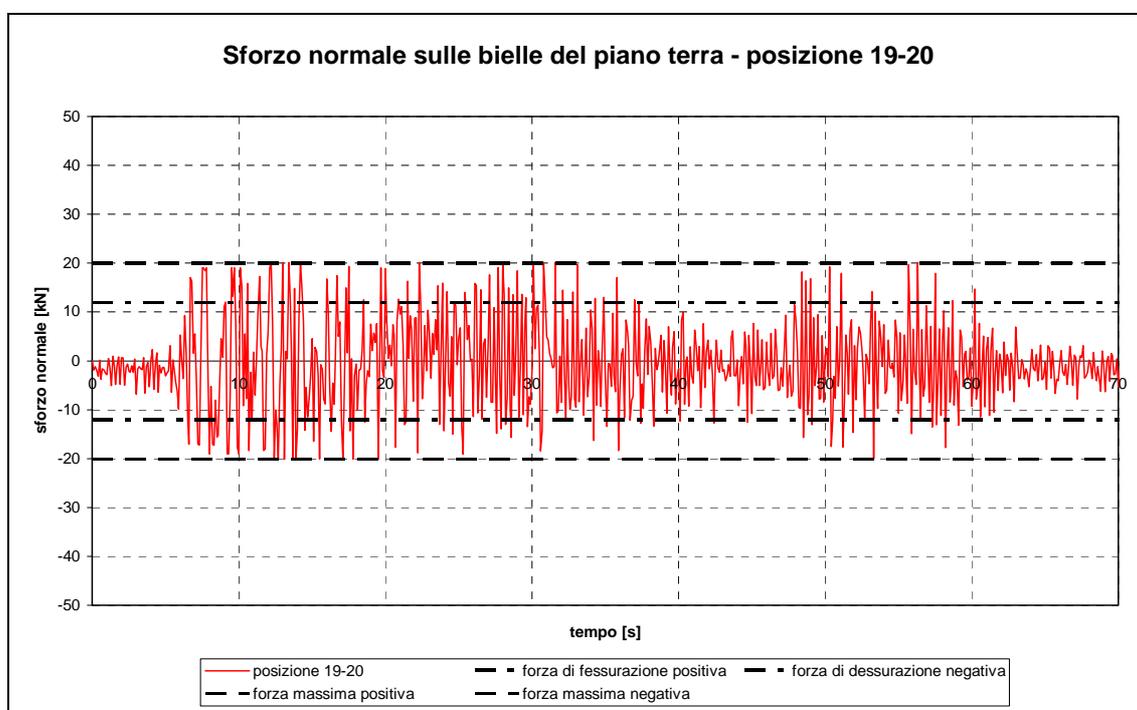


Figura 4.35 – Time-history dello sforzo assiale sulla biella di posizione 19-20, piano terra, bielle ridotte.

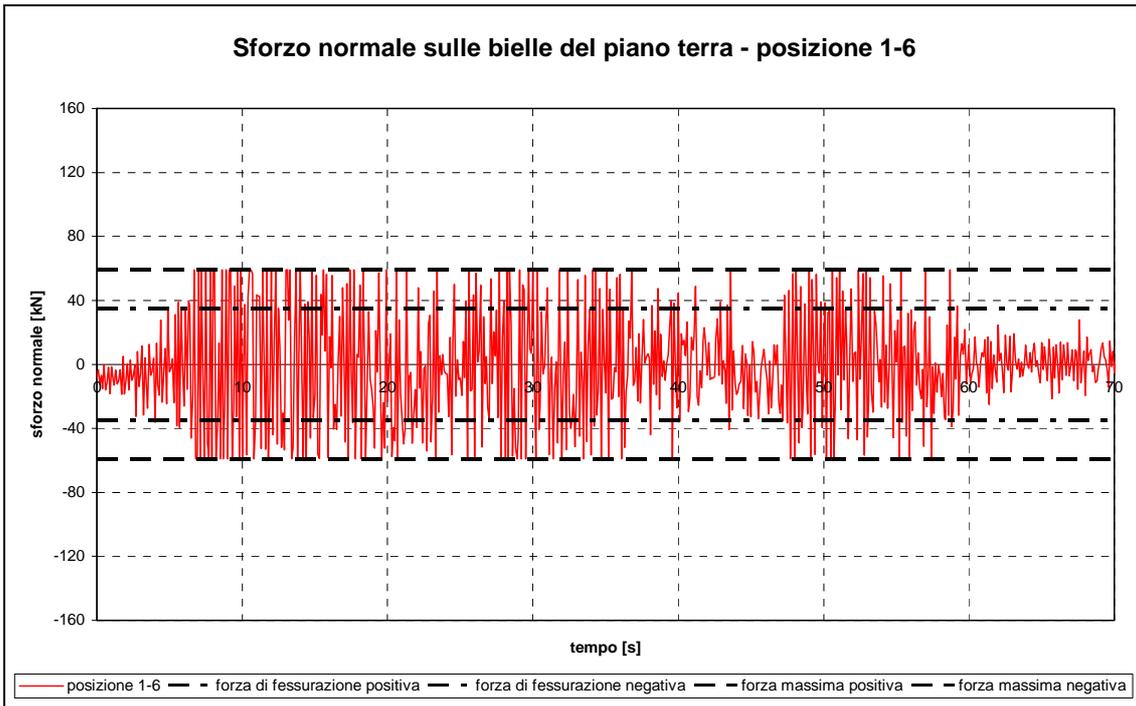


Figura 4.36 – Time-history dello sforzo assiale sulla biella di posizione 1-6, piano terra, bielle ridotte.

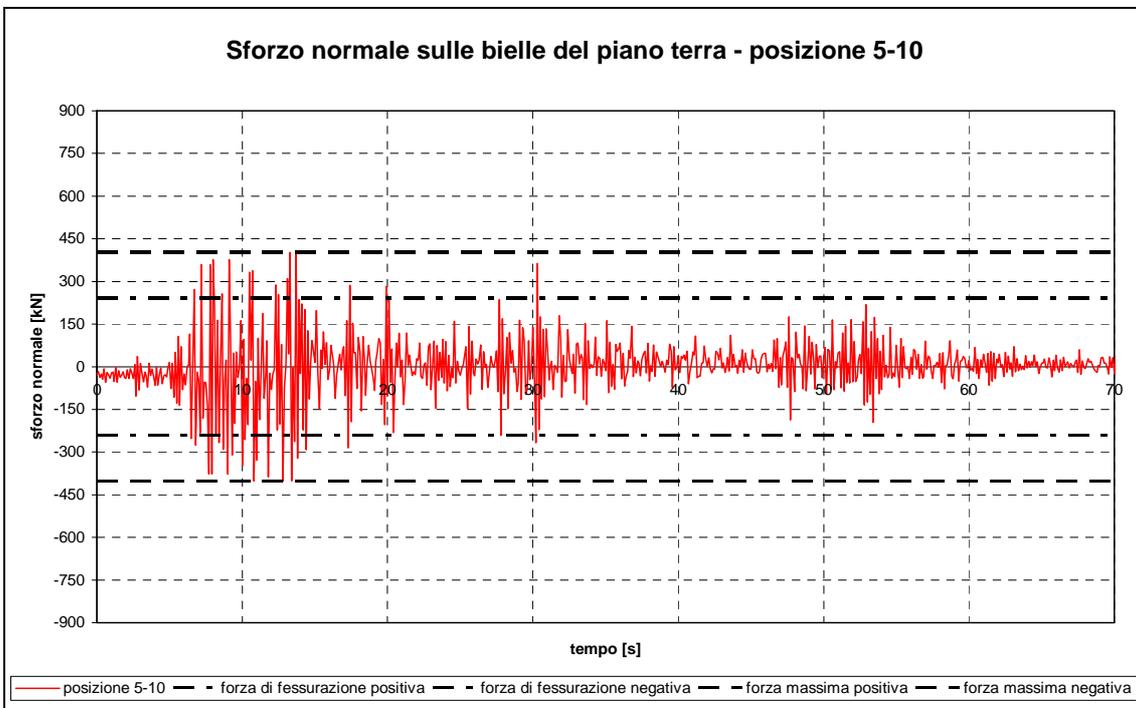


Figura 4.37 – Time-history dello sforzo assiale sulla biella di posizione 5-10, piano terra, bielle ridotte.

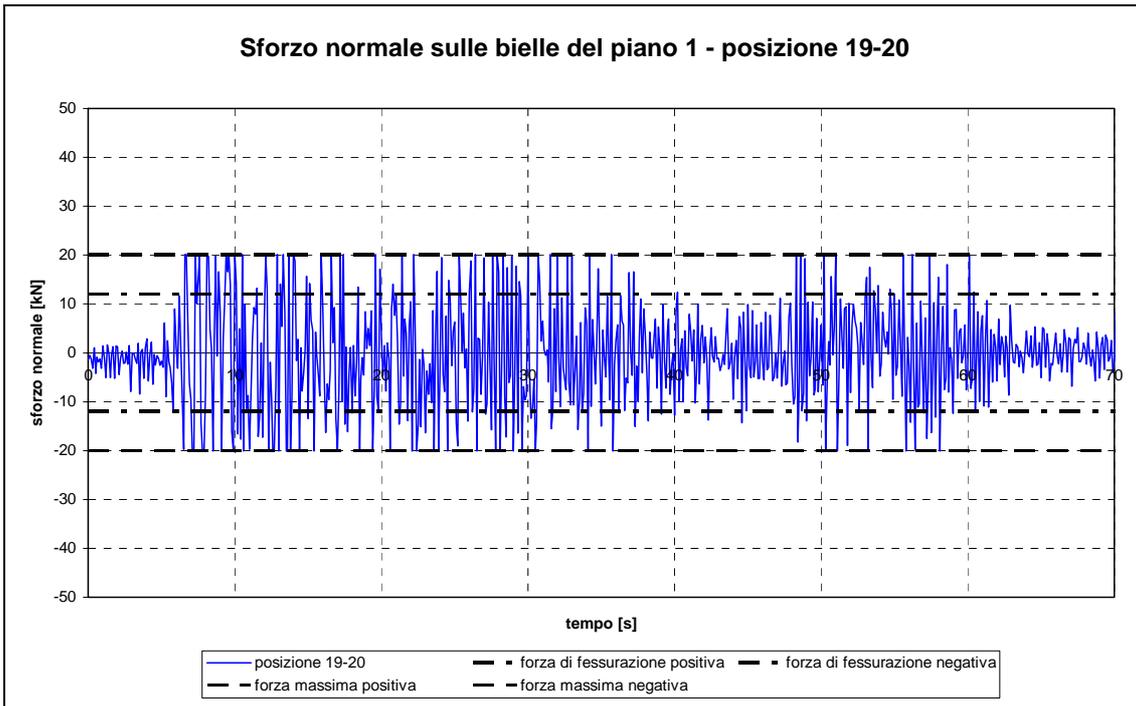


Figura 4.38 – Time-history dello sforzo assiale sulla biella di posizione 19-20, primo piano, bielle ridotte

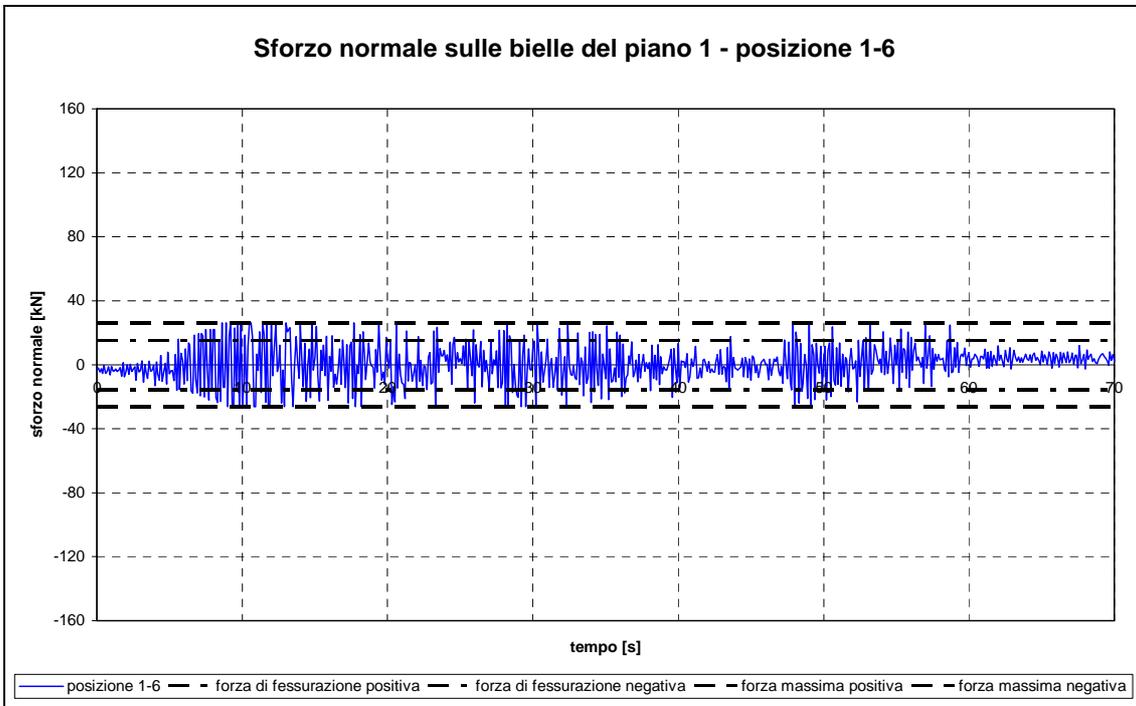


Figura 4.39 – Time-history dello sforzo assiale sulla biella di posizione 1-6, primo piano, bielle ridotte.

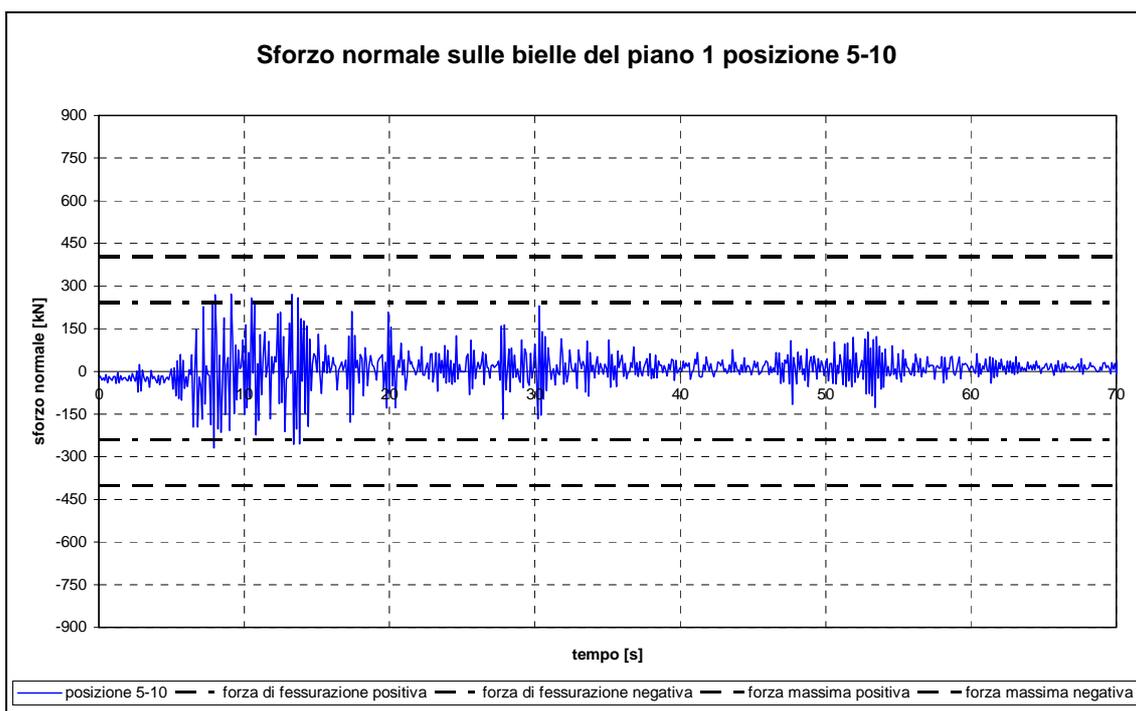


Figura 4.40 – Time-history dello sforzo assiale sulla biella di posizione 5-10, primo piano, bielle ridotte.

4.2.4 Osservazioni conclusive

I risultati delle analisi svolte confermano l'importanza che i tramezzi e i tamponamenti assumono nella risposta dell'edificio all'azione sismica. Nel caso in esame, si è mostrato che questi elementi non strutturali aiutano notevolmente l'edificio a resistere nella direzione che, considerando la sola ossatura portante intelaiata, risulta essere quella più debole.

Ci si sarebbe aspettato che, sotto la spinta in direzione Y, i pilastri centrali si plasticizzassero alla base, in quanto mancano travi secondarie che li colleghino in questa direzione e di conseguenza lavorano come mensole. La presenza di pannelli murari spessi e privi di aperture, perciò molto più rigidi del sistema intelaiato, fa sì che buona parte dell'azione orizzontale in questa direzione non gravi sui pilastri, ma si scarichi sui muri stessi. Anche dimezzando la loro rigidezza e la loro resistenza massima, tali elementi non strutturali continuano ad esercitare una positiva azione di controventamento nella direzione debole del telaio.

Parallelamente all'orditura dei telai principali, invece, gli elementi strutturali propriamente detti sembrano fornire una buona resistenza laterale. I tamponamenti costruiti in questa direzione, infatti, presentano numerose aperture che ne abbattano le

proprietà meccaniche; tuttavia, le sezioni terminali di travi e pilastri risultano sollecitate da momenti flettenti ancora lontani dai valori critici. Dimezzando poi gli effetti delle murature, si osserva che la risposta non presenta significativi aumenti in termini di sollecitazioni sugli elementi strutturali; ciò fa pensare che, nella direzione in cui sono orditi, i telai offrano da soli una risposta soddisfacente all'input sismico.

In sintesi, dalle analisi è emerso un comportamento strutturale meno vulnerabile di quello previsto, a patto che le pareti murarie collaborino effettivamente con i telai nel resistere alle azioni orizzontali. Questa rimane l'incognita più insidiosa, poichè non sono disponibili al momento adeguate indagini sulle proprietà meccaniche e sullo stato di conservazione dei muri.

Ulteriori informazioni sono poi necessarie riguardo al confinamento degli elementi in cemento armato, per valutare la loro effettiva capacità di sviluppare deformazioni plastiche.

Appendice A

Analisi dei carichi

A.1 CARICHI PERMANENTI RELATIVI AI SOLAI

Si sviluppano di seguito i calcoli da cui risultano i valori della tabella 2.1, seguendo la procedura di cui al paragrafo 2.3.1. Si fa riferimento alla figura 2.3 per le sezioni dei solai ai vari livelli.

A.1.1 Solaio del primo livello

- pavimento

$$p_{\text{pav}} = \gamma_{\text{pav}} \cdot s_{\text{pav}} = (20 \text{ kN/m}^3)(0.015\text{m}) = 0.3 \text{ kN/m}^2$$

- sottofondo

$$p_{\text{sf}} = \gamma_{\text{sf}} \cdot s_{\text{sf}} = (20 \text{ kN/m}^3)(0.09\text{m}) = 1.8 \text{ kN/m}^2$$

- soletta

$$p_{\text{sol}} = \gamma_{\text{c.a.}} \cdot s_{\text{sol}} = (23 \text{ kN/m}^3)(0.045\text{m}) = 1.035 \text{ kN/m}^2$$

- travetti

$$p_{\text{tr}} = \gamma_{\text{c.a.}} \cdot h_{\text{tr}} \cdot t \cdot n_{\text{tr}} = (23 \text{ kN/m}^3)(0.20\text{m})(0.12\text{m})(2 \text{ tr/m}^2) = 1.104 \text{ kN/m}^2$$

- pignatte

$$p_{\text{pig}} = P_{\text{pig}} \cdot n_{\text{pig}} = (0.08 \text{ kN/pignatta})(8 \text{ pignatte/m}^2) = 0.64 \text{ kN/m}^2$$

- intonaco

$$p_{\text{int}} = \gamma_{\text{int}} \cdot s_{\text{int}} = (20 \text{ kN/m}^3)(0.01\text{m}) = 0.2 \text{ kN/m}^2$$

In totale si ottiene:

$$p_{\text{s,L1}} = 5.079 \text{ kN/m}^2$$

A.1.2 Solaio del secondo livello

- pavimento

$$p_{\text{pav}} = \gamma_{\text{pav}} \cdot s_{\text{pav}} = (20 \text{ kN/m}^3)(0.015 \text{ m}) = 0.3 \text{ kN/m}^2$$

- sottofondo

$$p_{\text{sf}} = \gamma_{\text{sf}} \cdot s_{\text{sf}} = (20 \text{ kN/m}^3)(0.06 \text{ m}) = 1.2 \text{ kN/m}^2$$

- soletta

$$p_{\text{sol}} = \gamma_{\text{c.a.}} \cdot s_{\text{sol}} = (23 \text{ kN/m}^3)(0.045 \text{ m}) = 1.035 \text{ kN/m}^2$$

- travetti

$$p_{\text{tr}} = \gamma_{\text{c.a.}} \cdot h_{\text{tr}} \cdot t \cdot n_{\text{tr}} = (23 \text{ kN/m}^3)(0.20 \text{ m})(0.12 \text{ m})(2 \text{ trav/m}^2) = 1.104 \text{ kN/m}^2$$

- pignatte

$$p_{\text{pig}} = P_{\text{pig}} \cdot n_{\text{pig}} = (0.08 \text{ kN/pignatta})(8 \text{ pignatte/m}^2) = 0.64 \text{ kN/m}^2$$

- intonaco

$$p_{\text{int}} = \gamma_{\text{int}} \cdot s_{\text{int}} = (20 \text{ kN/m}^3)(0.01 \text{ m}) = 0.2 \text{ kN/m}^2$$

In totale si ottiene:

$$p_{\text{s,L2}} = 4.479 \text{ kN/m}^2$$

A.1.3 Solaio del terzo livello

- soletta

$$p_{\text{sol}} = \gamma_{\text{c.a.}} \cdot s_{\text{sol}} = (23 \text{ kN/m}^3)(0.03 \text{ m}) = 0.69 \text{ kN/m}^2$$

- travetti

$$p_{\text{tr}} = \gamma_{\text{c.a.}} \cdot h_{\text{tr}} \cdot t \cdot n_{\text{tr}} = (23 \text{ kN/m}^3)(0.20 \text{ m})(0.12 \text{ m})(2 \text{ trav/m}^2) = 1.104 \text{ kN/m}^2$$

- pignatte

$$p_{\text{pig}} = P_{\text{pig}} \cdot n_{\text{pig}} = (0.08 \text{ kN/pignatta})(8 \text{ pignatte/m}^2) = 0.64 \text{ kN/m}^2$$

- intonaco

$$p_{\text{int}} = \gamma_{\text{int}} \cdot s_{\text{int}} = (20 \text{ kN/m}^3)(0.01 \text{ m}) = 0.2 \text{ kN/m}^2$$

In totale si ottiene:

$$p_{\text{s,L3}} = 2.634 \text{ kN/m}^2$$

A.1.4 Solaio della copertura a padiglione

- rivestimento

$$p^*_{riv} = 1.0 \text{ kN/m}^2$$

- soletta

$$p^*_{sol} = \gamma_{c.a.} \cdot s_{sol} = (23 \text{ kN/m}^3)(0.03 \text{ m}) = 0.69 \text{ kN/m}^2$$

- travetti

$$p^*_{tr} = \gamma_{c.a.} \cdot h_{tr} \cdot t \cdot n_{tr} = (23 \text{ kN/m}^3)(0.20 \text{ m})(0.12 \text{ m})(2 \text{ tr/m}^2) = 1.104 \text{ kN/m}^2$$

- pignatte

$$p^*_{pig} = P_{pig} \cdot n_{pig} = (0.08 \text{ kN/pignatta})(8 \text{ pignatte/m}^2) = 0.64 \text{ kN/m}^2$$

In totale si ottiene:

$$p^*_{s,cop} = 3.434 \text{ kN/m}^2$$

I carichi segnati con l'asterisco agiscono sulla superficie inclinata delle falde, che forma con l'orizzontale un angolo medio $i_f = 15.65^\circ$. Il carico equivalente relativo ad una superficie orizzontale è dato da:

$$p_{s,cop} = \frac{p^*_{s,cop}}{\cos(i_f)} = \frac{3.434 \text{ kN/m}^2}{\cos(15.65^\circ)} = 3.566 \text{ kN/m}^2$$

A.2 PESO DEI TRAMEZZI NON COLLOCATI DIRETTAMENTE SU TRAVI

La distribuzione dei tramezzi e dei tamponamenti è illustrata in figura 2.4. Vengono ora considerati quelli che non gravano direttamente su una trave. Il calcolo segue i passi illustrati nel paragrafo 2.32, i cui risultati sono raggruppati nella tabella 2.2.

A.2.1 Tramezzi del piano terra

$$\text{Volume} = 37.785 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (37.785 \text{ m}^3)(11 \text{ kN/m}^3) = 415.6383 \text{ kN}$$

$$p_{m,PT} = \frac{\text{Peso}}{A_{piano}} = \frac{415.6383 \text{ kN}}{320.2083 \text{ m}^2} = 1.298 \text{ kN/m}^2$$

A.2.2 Tramezzi del primo piano

$$\text{Volume} = 17.013\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (17.013\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 187.1443\text{kN}$$

$$p_{m,P1} = \frac{\text{Peso}}{A_{\text{piano}}} = \frac{187.1443\text{kN}}{320.2083\text{m}^2} = 0.584\text{kN/m}^2$$

A.2.3 Tramezzi del secondo piano

$$\text{Volume} = 14.467\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (14.467\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 159.1418\text{kN}$$

$$p_{m,P2} = \frac{\text{Peso}}{A_{\text{piano}}} = \frac{159.1418\text{kN}}{320.2083\text{m}^2} = 0.497\text{kN/m}^2$$

A.2.4 Muretti del sottotetto

$$\text{Volume} = 12.285\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (12.285\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 135.1369\text{kN}$$

$$p_{m,ST} = \frac{\text{Peso}}{A_{\text{piano}}} = \frac{135.1369\text{kN}}{320.2083\text{m}^2} = 0.422\text{kN/m}^2$$

Quest'ultimo carico agisce su una superficie orizzontale. Il carico relativo ad una superficie inclinata con la pendenza media delle falde vale:

$$p_{m,ST}^* = p_{m,ST} \cdot \cos(i_f) = (0.422\text{kN/m}^2) \cos(15.65^\circ) = 0.406\text{kN/m}^2$$

A.3 PESO DEI TAMPONAMENTI E DEI TRAMEZZI CHE INSISTONO SU TRAVI

Considerando le piante riportate in figura 2.4, e facendo riferimento alla numerazione dei pialstri indicata in figura 2.5, si calcolano ora i carichi lineari agenti sulle travi per effetto dei muri posti in corrispondenza di esse.

Si seguono le indicazioni specificate nel paragrafo 2.3.3. I risultati sono raccolti nelle tabelle 2.3 e 2.4.

A.3.1 Tramezzi e tamponamenti del piano terra

- travata 1-5

$$\text{Volume} = 8.389\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (8.389\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 92.2764\text{kN}$$

$$q_{m,PT,1-5} = \frac{\text{Peso}}{L_{1-5}} = \frac{92.2764\text{kN}}{21.39\text{m}} = 4.31\text{kN/m}$$

- travata 6-10

$$\text{Volume} = 5.742\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (5.742\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 63.162\text{kN}$$

$$q_{m,PT,6-10} = \frac{\text{Peso}}{L_{6-10}} = \frac{63.162\text{kN}}{21.39\text{m}} = 2.95\text{kN/m}$$

- travata 11-15

$$\text{Volume} = 12.213\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (12.213\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 134.348\text{kN}$$

$$q_{m,PT,11-15} = \frac{\text{Peso}}{L_{11-15}} = \frac{134.348\text{kN}}{21.39\text{m}} = 6.28\text{kN/m}$$

- travata 16-20

$$\text{Volume} = 11.192\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (11.192\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 123.108\text{kN}$$

$$q_{m,PT,16-20} = \frac{\text{Peso}}{L_{16-20}} = \frac{123.108\text{kN}}{21.39\text{m}} = 5.76\text{kN/m}$$

- travata 1-16

$$\text{Volume} = 11.666\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (11.666\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 128.324\text{kN}$$

$$q_{m,PT,1-16} = \frac{\text{Peso}}{L_{1-16}} = \frac{128.324\text{kN}}{14.97\text{m}} = 8.57\text{kN/m}$$

- travata 5-20

$$\text{Volume} = 13.299\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (13.299\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 146.2838\text{kN}$$

$$q_{m,PT,5-20} = \frac{\text{Peso}}{L_{5-20}} = \frac{146.2838\text{kN}}{14.97\text{m}} = 9.77\text{kN/m}$$

- trave 13-18

$$\text{Volume} = 0\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (0\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 0\text{kN}$$

$$q_{m,PT,13-18} = \frac{\text{Peso}}{L_{13-18}} = \frac{0\text{kN}}{6.23\text{m}} = 0\text{kN/m}$$

- trave 14-19

$$\text{Volume} = 5.772\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (5.772\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 63.4887\text{kN}$$

$$q_{m,PT,14-19} = \frac{\text{Peso}}{L_{14-19}} = \frac{63.4887\text{kN}}{6.23\text{m}} = 10.19\text{kN/m}$$

A.3.2 Tramezzi e tamponamenti del primo piano

- travata 1-5

$$\text{Volume} = 12.038\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (12.038\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 132.4223\text{kN}$$

$$q_{m,P1,1-5} = \frac{\text{Peso}}{L_{1-5}} = \frac{132.4223\text{kN}}{21.39\text{m}} = 6.19\text{kN/m}$$

- travata 6-10

$$\text{Volume} = 6.686\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (6.686\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 73.5483\text{kN}$$

$$q_{m,P1,6-10} = \frac{\text{Peso}}{L_{6-10}} = \frac{73.5483\text{kN}}{21.39\text{m}} = 3.44\text{kN/m}$$

- travata 11-15

$$\text{Volume} = 8.143\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (8.143\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 89.5679\text{kN}$$

$$q_{m,P1,11-15} = \frac{\text{Peso}}{L_{11-15}} = \frac{89.5679\text{kN}}{21.39\text{m}} = 4.19\text{kN/m}$$

- travata 16-20

$$\text{Volume} = 11.252\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (11.252\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 123.776\text{kN}$$

$$q_{m,P1,16-20} = \frac{\text{Peso}}{L_{16-20}} = \frac{123.776\text{kN}}{21.39\text{m}} = 5.79\text{kN/m}$$

- travata 1-16

$$\text{Volume} = 11.341\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (11.341\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 124.7504\text{kN}$$

$$q_{m,P1,1-16} = \frac{\text{Peso}}{L_{1-16}} = \frac{124.7504\text{kN}}{14.97\text{m}} = 8.33\text{kN/m}$$

- travata 5-20

$$\text{Volume} = 13.713\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (13.713\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 150.8476\text{kN}$$

$$q_{m,P1,5-20} = \frac{\text{Peso}}{L_{5-20}} = \frac{150.8476\text{kN}}{14.97\text{m}} = 10.08\text{kN/m}$$

- trave 13-18

$$\text{Volume} = 5.849\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (5.849\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 64.3352\text{kN}$$

$$q_{m,P1,13-18} = \frac{\text{Peso}}{L_{13-18}} = \frac{64.3352\text{kN}}{6.23\text{m}} = 10.33\text{kN/m}$$

- trave 14-19

$$\text{Volume} = 5.849\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (5.849\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 64.3352\text{kN}$$

$$q_{m,P1,14-19} = \frac{\text{Peso}}{L_{14-19}} = \frac{64.3352\text{kN}}{6.23\text{m}} = 10.33\text{kN/m}$$

A.3.3 Tramezzi e tamponamenti del secondo piano

- travata 1-5

$$\text{Volume} = 12.117\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (12.117\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 133.2892\text{kN}$$

$$q_{m,P2,1-5} = \frac{\text{Peso}}{L_{1-5}} = \frac{133.2892\text{kN}}{21.39\text{m}} = 6.24\text{kN/m}$$

- travata 6-10

$$\text{Volume} = 6.730\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (6.730\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 74.0299\text{kN}$$

$$q_{m,P2,6-10} = \frac{\text{Peso}}{L_{6-10}} = \frac{74.0299\text{kN}}{21.39\text{m}} = 3.47\text{kN/m}$$

- travata 11-15

$$\text{Volume} = 8.197\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (8.197\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 90.1623\text{kN}$$

$$q_{m,P2,11-15} = \frac{\text{Peso}}{L_{11-15}} = \frac{90.1623\text{kN}}{21.39\text{m}} = 4.23\text{kN/m}$$

- travata 16-20

$$\text{Volume} = 11.326\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (11.326\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 124.5863\text{kN}$$

$$q_{m,P2,16-20} = \frac{\text{Peso}}{L_{16-20}} = \frac{124.5863\text{kN}}{21.39\text{m}} = 5.84\text{kN/m}$$

- travata 1-16

$$\text{Volume} = 11.416\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (11.416\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 125.5717\text{kN}$$

$$q_{m,P2,1-16} = \frac{\text{Peso}}{L_{1-16}} = \frac{125.5717\text{kN}}{14.97\text{m}} = 8.39\text{kN/m}$$

- travata 5-20

$$\text{Volume} = 13.803\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (13.803\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 151.8354\text{kN}$$

$$q_{m,P2,5-20} = \frac{\text{Peso}}{L_{5-20}} = \frac{151.8354\text{kN}}{14.97\text{m}} = 10.15\text{kN/m}$$

- trave 13-18

$$\text{Volume} = 5.887\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (5.887\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 64.7623\text{kN}$$

$$q_{m,P2,13-18} = \frac{\text{Peso}}{L_{13-18}} = \frac{64.7623\text{kN}}{6.23\text{m}} = 10.40\text{kN/m}$$

- trave 14-19

$$\text{Volume} = 5.887\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (5.887\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 64.7623\text{kN}$$

$$q_{m,P2,14-19} = \frac{\text{Peso}}{L_{14-19}} = \frac{64.7623\text{kN}}{6.23\text{m}} = 10.40\text{kN/m}$$

A.3.4 Muretti del sottotetto

- Trave 6-7 e trave 11-12

$$\text{Volume} = 0.797\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (0.797\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 8.77\text{kN}$$

$$q_{m,ST,6-7} = q_{m,ST,11-12} = \frac{\text{Peso}}{L_{6-7}} = \frac{8.77\text{kN}}{6.15\text{m}} = 1.43\text{kN/m}$$

- Trave 9-10 e trave 14-15

$$\text{Volume} = 0.772\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (0.772\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 8.49\text{kN}$$

$$q_{m,ST,9-10} = q_{m,ST,14-15} = \frac{\text{Peso}}{L_{9-10}} = \frac{8.49\text{kN}}{6.03\text{m}} = 1.41\text{kN/m}$$

- Trave 13-18

$$\text{Volume} = 1.346\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (1.346\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 14.8032\text{kN}$$

$$q_{m,ST,13-18} = \frac{\text{Peso}}{L_{13-18}} = \frac{14.8032\text{kN}}{6.23\text{m}} = 2.38\text{kN/m}$$

- Trave 14-19

$$\text{Volume} = 0.727\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (0.727\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 8.0\text{kN}$$

$$q_{m,ST,14-19} = \frac{\text{Peso}}{L_{14-19}} = \frac{8.0\text{kN}}{6.23\text{m}} = 1.28\text{kN/m}$$

Come indicato nel paragrafo 2.3.3, per le falde della copertura si assimila il peso dei muri del sottotetto posti sulle travi a quello dei tramezzi sparsi; si ottiene allora un carico per unità di superficie orizzontale dato da:

$$\text{Volume} = 5.21\text{m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Volume} \cdot \gamma_m = (5.21\text{m}^3)(11\text{kN/m}^3) = 57.3235\text{kN}$$

$$p_{m,ST,bis} = \frac{\text{Peso}}{A_{\text{piano}}} = \frac{57.3235\text{kN}}{320.2083\text{m}^2} = 0.179\text{kN/m}^2$$

Quest'ultimo carico agisce su una superficie orizzontale. Il carico relativo ad una superficie inclinata con la pendenza media delle falde vale:

$$p_{m,ST,bis}^* = p_{m,ST,bis} \cdot \cos(i_f) = (0.179\text{kN/m}^2) \cos(15.65^\circ) = 0.172\text{kN/m}^2$$

A.4 CARICHI VARIABILI

Si considerano i valori dei carichi variabili suggeriti da [NTC, 2008].

In particolare, per i primi due livelli si fa riferimento al sovraccarico per ambienti suscettibili di affollamento:

$$p_{v,L1} = p_{v,L2} = 3.0 \text{ kN/m}^2 .$$

Il terzo livello non presenta sovraccarico alcuno, in quanto il sottotetto non è accessibile. Per quanto riguarda la copertura, anch'essa non accessibile, si prende il valore:

$$p_{v,L3} = 0.5 \text{ kN/m}^2 .$$

A.5 CARICHI ASSEGNATI ALLE TRAVI PER IL CALCOLO DELLE MASSE

In base alle indicazioni e ai simboli introdotti nel paragrafo 3.1.3, si determinano ora i sovraccarichi da assegnare alle travi del modello agli elementi finiti, per il calcolo delle masse. Tali valori non comprendono il peso proprio degli elementi strutturali, considerato automaticamente dal programma di calcolo *SAP 2000*.

A.5.1 Travi del primo livello

Il carico permanente totale per unità di superficie relativo al primo livello è dato da:

$$p_{p,tot,L1} = p_{s,L1} + \frac{p_{m,PT}}{2} + \frac{p_{m,P1}}{2} = 6.02 \text{ kN/m}^2$$

mentre quello ridotto, per tenere conto dell'influenza delle travi di bordo, diventa:

$$p_{p,rid,L1} = p_{p,tot,L1} - \frac{p_{p,tot,L1} \cdot A_{bordo} \cdot 2}{A_{piano}} = 5.74 \text{ kN/m}^2$$

Il carico variabile ridotto è invece:

$$p_{v,rid,L1} = p_{v,L1} - \frac{p_{v,L1} \cdot A_{bordo} \cdot 2}{A_{piano}} = 2.86 \text{ kN/m}^2$$

Si determinano ora i carichi trave per trave:

- travata 1-5

larghezza di influenza $i_{1-5} = 3.13\text{m}$

$$q_{p,L1,1-5} = p_{p,rid,L1} \cdot i_{1-5} + \frac{q_{m,PT,1-5}}{2} + \frac{q_{m,P1,1-5}}{2} = 23.22 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L1,1-5} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L1} \cdot i_{1-5} = 1.35 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 6-10

larghezza di influenza $i_{6-10} = 4.37\text{m}$

$$q_{p,L1,6-10} = p_{p,rid,L1} \cdot i_{6-10} + \frac{q_{m,PT,6-10}}{2} + \frac{q_{m,P1,6-10}}{2} = 28.28 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L1,6-10} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L1} \cdot i_{6-10} = 1.88 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 11-15

larghezza di influenza $i_{11-15} = 4.36\text{m}$

$$q_{p,L1,11-15} = p_{p,rid,L1} \cdot i_{11-15} + \frac{q_{m,PT,11-15}}{2} + \frac{q_{m,P1,11-15}}{2} = 30.26 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L1,11-15} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L1} \cdot i_{11-15} = 1.87 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 16-20

larghezza di influenza $i_{16-20} = 3.12\text{m}$

$$q_{p,L1,16-20} = p_{p,rid,L1} \cdot i_{16-20} + \frac{q_{m,PT,16-20}}{2} + \frac{q_{m,P1,16-20}}{2} = 23.68 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L1,16-20} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L1} \cdot i_{16-20} = 1.34 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 1-16

larghezza di influenza $i_{1-16} = 0.5\text{m}$

$$q_{p,L1,1-16} = p_{p,tot,L1} \cdot i_{1-16} + \frac{q_{m,PT,1-16}}{2} + \frac{q_{m,P1,1-16}}{2} = 11.46 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L1,1-16} = 0.15 \cdot p_{v,L1} \cdot i_{1-16} = 0.225 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 5-20

larghezza di influenza $i_{5-20} = 0.5\text{m}$

$$q_{p,L1,5-20} = p_{p,tot,L1} \cdot i_{5-20} + \frac{q_{m,PT,5-20}}{2} + \frac{q_{m,P1,5-20}}{2} = 12.93 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L1,5-20} = 0.15 \cdot p_{v,L1} \cdot i_{5-20} = 0.225 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 13-18 (solo tramezzi)

$$q_{p,L1,13-18} = \frac{q_{m,PT,13-18}}{2} + \frac{q_{m,P1,13-18}}{2} = 5.17 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

- trave 14-19 (solo tramezzi)

$$q_{p,L1,14-19} = \frac{q_{m,PT,14-19}}{2} + \frac{q_{m,P1,14-19}}{2} = 10.26 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

A.5.2 Travi del secondo livello

Il carico permanente totale per unità di superficie relativo al secondo livello è dato da:

$$p_{p,tot,L2} = p_{s,L2} + \frac{p_{m,P1}}{2} + \frac{p_{m,P2}}{2} = 5.02 \text{ kN/m}^2$$

mentre quello ridotto, per tenere conto dell'influenza delle travi di bordo, diventa:

$$p_{p,rid,L2} = p_{p,tot,L2} - \frac{p_{p,tot,L2} \cdot A_{bordo} \cdot 2}{A_{piano}} = 4.79 \text{ kN/m}^2$$

Il carico variabile ridotto è invece:

$$p_{v,rid,L2} = p_{v,L2} - \frac{p_{v,L2} \cdot A_{bordo} \cdot 2}{A_{piano}} = 2.86 \text{ kN/m}^2$$

Si determinano ora i carichi trave per trave:

- travata 1-5

larghezza di influenza $i_{1-5} = 3.13 \text{ m}$

$$q_{p,L2,1-5} = p_{p,rid,L2} \cdot i_{1-5} + \frac{q_{m,P1,1-5}}{2} + \frac{q_{m,P2,1-5}}{2} = 21.21 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L2,1-5} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L2} \cdot i_{1-5} = 1.35 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 6-10

larghezza di influenza $i_{6-10} = 4.37 \text{ m}$

$$q_{p,L2,6-10} = p_{p,rid,L2} \cdot i_{6-10} + \frac{q_{m,P1,6-10}}{2} + \frac{q_{m,P2,6-10}}{2} = 24.39 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L2,6-10} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L2} \cdot i_{6-10} = 1.88 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 11-15

larghezza di influenza $i_{11-15} = 4.36\text{m}$

$$q_{p,L2,11-15} = p_{p,rid,L2} \cdot i_{11-15} + \frac{q_{m,P1,11-15}}{2} + \frac{q_{m,P2,11-15}}{2} = 25.09 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L2,11-15} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L2} \cdot i_{11-15} = 1.87 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 16-20

larghezza di influenza $i_{16-20} = 3.12\text{m}$

$$q_{p,L2,16-20} = p_{p,rid,L2} \cdot i_{16-20} + \frac{q_{m,P1,16-20}}{2} + \frac{q_{m,P2,16-20}}{2} = 20.76 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L2,16-20} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L2} \cdot i_{16-20} = 1.34 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 1-16

larghezza di influenza $i_{1-16} = 0.5\text{m}$

$$q_{p,L2,1-16} = p_{p,tot,L2} \cdot i_{1-16} + \frac{q_{m,P1,1-16}}{2} + \frac{q_{m,P2,1-16}}{2} = 10.87 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L2,1-16} = 0.15 \cdot p_{v,L2} \cdot i_{1-16} = 0.225 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 5-20

larghezza di influenza $i_{5-20} = 0.5\text{m}$

$$q_{p,L2,5-20} = p_{p,tot,L2} \cdot i_{5-20} + \frac{q_{m,P1,5-20}}{2} + \frac{q_{m,P2,5-20}}{2} = 12.63 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L2,5-20} = 0.15 \cdot p_{v,L2} \cdot i_{5-20} = 0.225 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 13-18 (solo tramezzi)

$$q_{p,L2,13-18} = \frac{q_{m,P1,13-18}}{2} + \frac{q_{m,P2,13-18}}{2} = 10.37 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

- trave 14-19 (solo tramezzi)

$$q_{p,L2,14-19} = \frac{q_{m,P1,14-19}}{2} + \frac{q_{m,P2,14-19}}{2} = 10.37 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

A.5.3 Travi del terzo livello

Si considerano condensate sul solaio del terzo livello le masse dei muretti del sottotetto e delle falde di copertura.

Il carico permanente totale per unità di superficie relativo al terzo livello è dato da:

$$p_{p,tot,L3} = p_{s,L3} + p_{s,cop} + \frac{p_{m,P2}}{2} + p_{m,ST} = 6.87 \text{ kN/m}^2$$

in cui sono stati inclusi il peso del solaio di copertura e quello intero dei muri del sottotetto sparsi; quello ridotto, per tenere conto dell'influenza delle travi di bordo, diventa:

$$p_{p,rid,L3} = p_{p,tot,L3} - \frac{p_{p,tot,L3} \cdot A_{bordo} \cdot 2}{A_{piano}} = 6.55 \text{ kN/m}^2$$

Il carico variabile ridotto è invece:

$$p_{v,rid,L3} = p_{v,L3} - \frac{p_{v,L3} \cdot A_{bordo} \cdot 2}{A_{piano}} = 0.477 \text{ kN/m}^2$$

Si determinano ora i carichi trave per trave:

- travata 1-5

larghezza di influenza $i_{1-5} = 3.13\text{m}$

$$q_{p,L3,1-5} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{1-5} + \frac{q_{m,P2,1-5}}{2} = 23.62 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,1-5} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L3} \cdot i_{1-5} = 0.22 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 6-7

larghezza di influenza $i_{6-10} = 4.37\text{m}$

$$q_{p,L3,6-7} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{6-10} + \frac{q_{m,P2,6-10}}{2} + q_{m,ST,6-7} = 31.78 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,6-7} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L3} \cdot i_{6-10} = 0.31 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 7-8 e trave 8-9

larghezza di influenza $i_{6-10} = 4.37\text{m}$

$$q_{p,L3,7-8} = q_{p,L3,8-9} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{6-10} + \frac{q_{m,P2,6-10}}{2} = 30.36 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,7-8} = q_{v,L3,8-9} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L3} \cdot i_{6-10} = 0.31 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 9-10

larghezza di influenza $i_{6-10} = 4.37\text{m}$

$$q_{p,L3,9-10} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{6-10} + \frac{q_{m,P2,6-10}}{2} + q_{m,ST,9-10} = 31.76 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,9-10} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L3} \cdot i_{6-10} = 0.31 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 11-12

larghezza di influenza $i_{11-15} = 4.36\text{m}$

$$q_{p,L3,11-12} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{11-15} + \frac{q_{m,P2,11-15}}{2} + q_{m,ST,11-12} = 32.10 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,11-12} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L3} \cdot i_{11-15} = 0.31 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 12-13 e trave 13-14

larghezza di influenza $i_{11-15} = 4.36\text{m}$

$$q_{p,L3,12-13} = q_{p,L3,13-14} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{11-15} + \frac{q_{m,P2,11-15}}{2} = 30.67 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,12-13} = q_{v,L3,13-14} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L3} \cdot i_{11-15} = 0.31 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 14-15

larghezza di influenza $i_{11-15} = 4.36\text{m}$

$$q_{p,L3,14-15} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{11-15} + \frac{q_{m,P2,11-15}}{2} + q_{m,ST,14-15} = 32.08 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,14-15} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L3} \cdot i_{11-15} = 0.31 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 16-20

larghezza di influenza $i_{16-20} = 3.12\text{m}$

$$q_{p,L3,16-20} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{16-20} + \frac{q_{m,P2,16-20}}{2} = 23.36 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,16-20} = 0.15 \cdot p_{v,rid,L3} \cdot i_{16-20} = 0.22 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 1-16

larghezza di influenza $i_{1-16} = 0.5\text{m}$

$$q_{p,L3,1-16} = p_{p,tot,L3} \cdot i_{1-16} + \frac{q_{m,P2,1-16}}{2} = 7.63 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,1-16} = 0.15 \cdot p_{v,L3} \cdot i_{1-16} = 0.04 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 5-20

larghezza di influenza $i_{5-20} = 0.5\text{m}$

$$q_{p,L3,5-20} = p_{p,tot,L3} \cdot i_{5-20} + \frac{q_{m,P2,5-20}}{2} = 8.52 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,5-20} = 0.15 \cdot p_{v,L3} \cdot i_{5-20} = 0.04 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 13-18 (solo tramezzi)

$$q_{p,L3,13-18} = \frac{q_{m,P2,13-18}}{2} + q_{m,ST,13-18} = 7.57 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

- trave 14-19 (solo tramezzi)

$$q_{p,L3,14-19} = \frac{q_{m,P2,14-19}}{2} + q_{m,ST,14-19} = 6.48 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

A.6 CARICHI VERTICALI ASSEGNATI ALLE TRAVI PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Per il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi verticali, si considerano solo i sovraccarichi dei muri posti al di sopra del solaio, presi con il loro valore intero, diversamente da quanto fatto per la determinazione delle masse. Non è compreso il peso proprio degli elementi strutturali, considerato automaticamente dal programma di calcolo *SAP 2000*.

Secondo le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, nella combinazione sismica il carico permanente viene preso intero, mentre il carico variabile viene moltiplicato per il coefficiente riduttivo ψ_2 che vale 0.6 per locali ad uso scolastico; questo coefficiente è stato incluso nella combinazione di carico impostata nel programma di calcolo.

A.6.1 Travi del primo livello

Il carico permanente totale per unità di superficie relativo al primo livello è dato da:

$$p_{p,tot,L1} = p_{s,L1} + p_{m,P1} = 5.663 \text{ kN/m}^2$$

mentre quello ridotto, per tenere conto dell'influenza delle travi di bordo, diventa:

$$p_{p,rid,L1} = p_{p,tot,L1} - \frac{p_{p,tot,L1} \cdot A_{bordo} \cdot 2}{A_{piano}} = 5.40 \text{ kN/m}^2$$

Il carico variabile ridotto è invece:

$$p_{v,rid,L1} = p_{v,L1} - \frac{p_{v,L1} \cdot A_{bordo} \cdot 2}{A_{piano}} = 2.86 \text{ kN/m}^2$$

Si determinano ora i carichi trave per trave:

- travata 1-5

larghezza di influenza $i_{1-5} = 3.13\text{m}$

$$q_{p,L1,1-5} = p_{p,rid,L1} \cdot i_{1-5} + q_{m,P1,1-5} = 23.092 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L1,1-5} = p_{v,rid,L1} \cdot i_{1-5} = 8.95 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 6-10

larghezza di influenza $i_{6-10} = 4.37\text{m}$

$$q_{p,L1,6-10} = p_{p,rid,L1} \cdot i_{6-10} + q_{m,P1,6-10} = 27.038 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L1,6-10} = p_{v,rid,L1} \cdot i_{6-10} = 12.50 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 11-15

larghezza di influenza $i_{11-15} = 4.36\text{m}$

$$q_{p,L1,11-15} = p_{p,rid,L1} \cdot i_{11-15} + q_{m,P1,11-15} = 27.734 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L1,11-15} = p_{v,rid,L1} \cdot i_{11-15} = 12.47 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 16-20

larghezza di influenza $i_{16-20} = 3.12\text{m}$

$$q_{p,L1,16-20} = p_{p,rid,L1} \cdot i_{16-20} + q_{m,P1,16-20} = 22.638 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L1,16-20} = p_{v,rid,L1} \cdot i_{16-20} = 8.92 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 1-16

larghezza di influenza $i_{1-16} = 0.5\text{m}$

$$q_{p,L1,1-16} = p_{p,tot,L1} \cdot i_{1-16} + q_{m,P1,1-16} = 11.16 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L1,1-16} = p_{v,L1} \cdot i_{1-16} = 1.50 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 5-20

larghezza di influenza $i_{5-20} = 0.5\text{m}$

$$q_{p,L1,5-20} = p_{p,tot,L1} \cdot i_{5-20} + q_{m,P1,5-20} = 12.91 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L1,5-20} = p_{v,L1} \cdot i_{5-20} = 1.50 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 13-18 (solo tramezzi)

$$q_{p,L1,13-18} = q_{m,P1,13-18} = 10.33 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

- trave 14-19 (solo tramezzi)

$$q_{p,L1,14-19} = q_{m,P1,14-19} = 10.33 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

A.6.2 Travi del secondo livello

Il carico permanente totale per unità di superficie relativo al secondo livello è dato da:

$$p_{p,tot,L2} = p_{s,L2} + p_{m,P2} = 4.98 \text{ kN/m}^2$$

mentre quello ridotto, per tenere conto dell'influenza delle travi di bordo, diventa:

$$p_{p,rid,L2} = p_{p,tot,L2} - \frac{p_{p,tot,L2} \cdot A_{bordo} \cdot 2}{A_{piano}} = 4.75 \text{ kN/m}^2$$

Il carico variabile ridotto è invece:

$$p_{v,rid,L2} = p_{v,L2} - \frac{p_{v,L2} \cdot A_{bordo} \cdot 2}{A_{piano}} = 2.86 \text{ kN/m}^2$$

Si determinano ora i carichi trave per trave:

- travata 1-5

larghezza di influenza $i_{1-5} = 3.13 \text{ m}$

$$q_{p,L2,1-5} = p_{p,rid,L2} \cdot i_{1-5} + q_{m,P2,1-5} = 21.11 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L2,1-5} = p_{v,rid,L2} \cdot i_{1-5} = 8.95 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 6-10

larghezza di influenza $i_{6-10} = 4.37 \text{ m}$

$$q_{p,L2,6-10} = p_{p,rid,L2} \cdot i_{6-10} + q_{m,P2,6-10} = 24.23 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L2,6-10} = p_{v,rid,L2} \cdot i_{6-10} = 12.50 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 11-15

larghezza di influenza $i_{11-15} = 4.36 \text{ m}$

$$q_{p,L2,11-15} = p_{p,rid,L2} \cdot i_{11-15} + q_{m,P2,11-15} = 24.94 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L2,11-15} = p_{v,rid,L2} \cdot i_{11-15} = 12.47 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 16-20

larghezza di influenza $i_{16-20} = 3.12 \text{ m}$

$$q_{p,L2,16-20} = p_{p,rid,L2} \cdot i_{16-20} + q_{m,P2,16-20} = 20.66 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L2,16-20} = p_{v,rid,L2} \cdot i_{16-20} = 8.92 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 1-16

larghezza di influenza $i_{1-16} = 0.5\text{m}$

$$q_{p,L2,1-16} = p_{p,tot,L2} \cdot i_{1-16} + q_{m,P2,1-16} = 10.88 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L2,1-16} = p_{v,L2} \cdot i_{1-16} = 1.50 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 5-20

larghezza di influenza $i_{5-20} = 0.5\text{m}$

$$q_{p,L2,5-20} = p_{p,tot,L2} \cdot i_{5-20} + q_{m,P2,5-20} = 12.64 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L2,5-20} = p_{v,L2} \cdot i_{5-20} = 1.50 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 13-18 (solo tramezzi)

$$q_{p,L2,13-18} = q_{m,P2,13-18} = 10.40 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

- trave 14-19 (solo tramezzi)

$$q_{p,L2,14-19} = q_{m,P2,14-19} = 10.40 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

A.6.3 Travi del terzo livello

Si considerano condensate sul solaio del terzo livello le masse dei muretti del sottotetto e delle falde di copertura.

Il carico permanente totale per unità di superficie relativo al terzo livello è dato da:

$$p_{p,tot,L3} = p_{s,L3} + p_{s,cop} + p_{m,ST} = 6.62 \text{ kN/m}^2$$

in cui sono stati inclusi il peso del solaio di copertura e quello intero dei muri del sottotetto sparsi; quello ridotto, per tenere conto dell'influenza delle travi di bordo, diventa:

$$p_{p,rid,L3} = p_{p,tot,L3} - \frac{p_{p,tot,L3} \cdot A_{bordo} \cdot 2}{A_{piano}} = 6.31 \text{ kN/m}^2$$

Il carico variabile ridotto è invece:

$$p_{v,rid,L3} = p_{v,L3} - \frac{p_{v,L3} \cdot A_{bordo} \cdot 2}{A_{piano}} = 0.477 \text{ kN/m}^2$$

Si determinano ora i carichi trave per trave:

- travata 1-5

larghezza di influenza $i_{1-5} = 3.13\text{m}$

$$q_{p,L3,1-5} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{1-5} = 19.75 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,1-5} = p_{v,rid,L3} \cdot i_{1-5} = 1.49 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 6-7

larghezza di influenza $i_{6-10} = 4.37\text{m}$

$$q_{p,L3,6-7} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{6-10} + q_{m,ST,6-7} = 29.00 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,6-7} = p_{v,rid,L3} \cdot i_{6-10} = 2.08 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 7-8 e trave 8-9

larghezza di influenza $i_{6-10} = 4.37\text{m}$

$$q_{p,L3,7-8} = q_{p,L3,8-9} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{6-10} = 27.57 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,7-8} = q_{v,L3,8-9} = p_{v,rid,L3} \cdot i_{6-10} = 2.08 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 9-10

larghezza di influenza $i_{6-10} = 4.37\text{m}$

$$q_{p,L3,9-10} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{6-10} + q_{m,ST,9-10} = 28.98 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,9-10} = p_{v,rid,L3} \cdot i_{6-10} = 2.08 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 11-12

larghezza di influenza $i_{11-15} = 4.36\text{m}$

$$q_{p,L3,11-12} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{11-15} + q_{m,ST,11-12} = 28.94 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,11-12} = p_{v,rid,L3} \cdot i_{11-15} = 2.08 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 12-13 e trave 13-14

larghezza di influenza $i_{11-15} = 4.36\text{m}$

$$q_{p,L3,12-13} = q_{p,L3,13-14} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{11-15} = 27.51 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,12-13} = q_{v,L3,13-14} = p_{v,rid,L3} \cdot i_{11-15} = 2.08 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- trave 14-15

larghezza di influenza $i_{11-15} = 4.36\text{m}$

$$q_{p,L3,14-15} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{11-15} + q_{m,ST,14-15} = 28.92 \text{ kN/m} \quad (\text{permanente})$$

$$q_{v,L3,14-15} = p_{v,rid,L3} \cdot i_{11-15} = 2.08 \text{ kN/m} \quad (\text{variabile})$$

- travata 16-20
 larghezza di influenza $i_{16-20} = 3.12\text{m}$
 $q_{p,L3,16-20} = p_{p,rid,L3} \cdot i_{16-20} = 19.69\text{ kN/m}$ (permanente)
 $q_{v,L3,16-20} = p_{v,rid,L3} \cdot i_{16-20} = 1.49\text{ kN/m}$ (variabile)
- travata 1-16
 larghezza di influenza $i_{1-16} = 0.5\text{m}$
 $q_{p,L3,1-16} = p_{p,tot,L3} \cdot i_{1-16} = 3.31\text{ kN/m}$ (permanente)
 $q_{v,L3,1-16} = p_{v,L3} \cdot i_{1-16} = 0.25\text{ kN/m}$ (variabile)
- travata 5-20
 larghezza di influenza $i_{5-20} = 0.5\text{m}$
 $q_{p,L3,5-20} = p_{p,tot,L3} \cdot i_{5-20} = 3.31\text{ kN/m}$ (permanente)
 $q_{v,L3,5-20} = p_{v,L3} \cdot i_{5-20} = 0.25\text{ kN/m}$ (variabile)
- trave 13-18 (solo tramezzi)
 $q_{p,L3,13-18} = q_{m,ST,13-18} = 2.38\text{ kN/m}$ (permanente)
- trave 14-19 (solo tramezzi)
 $q_{p,L3,14-19} = q_{m,ST,14-19} = 1.28\text{ kN/m}$ (permanente)

Appendice B

Analisi dinamiche: time-history di input e di output

B.1 ACCELERAZIONI, VELOCITA' E SPOSTAMENTI DI INPUT

I grafici raffigurati nelle pagine seguenti mostrano le time-history di accelerazioni, velocità e spostamenti delle sette coppie di record impiegati per le analisi dinamiche; sono stati costruiti mediante il software *SeismoSignal*, a partire dai file di testo con i valori delle accelerazioni messi a disposizione dallo European Strong-motion Database (ESD).

Le registrazioni sono individuate dal codice identificativo assegnato dall'ESD, riportato insieme ad altri dettagli nella tabella 4.1. Per ciascuna di esse, si riportano separatamente i grafici relativi alle due componenti nel piano orizzontale, denominate X ed Y.

Le unità di misura adottate sono:

- m/s^2 per le accelerazioni;
- m/s per le velocità;
- m per gli spostamenti.

B.1.1 Registrazione 289

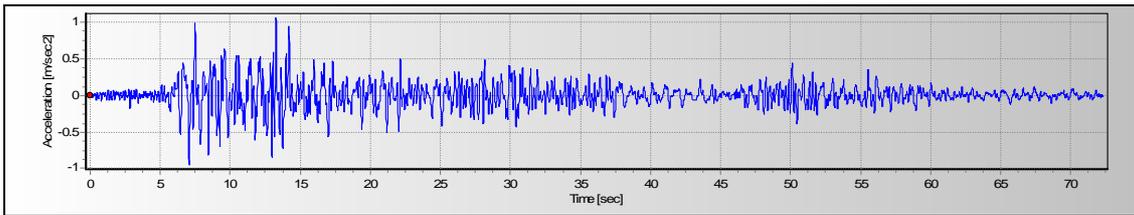


Figura B.1 - Record 289: accelerazioni in direzione X

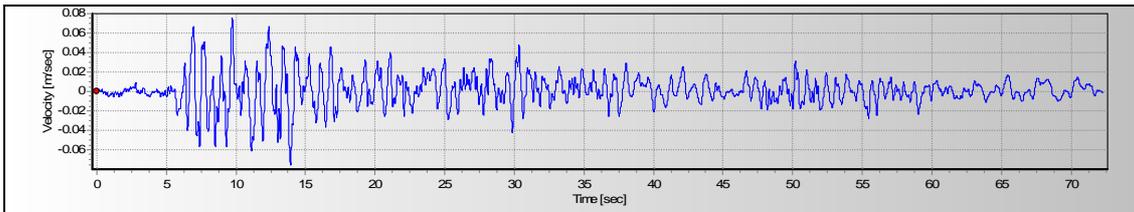


Figura B.2 - Record 289: velocità in direzione X

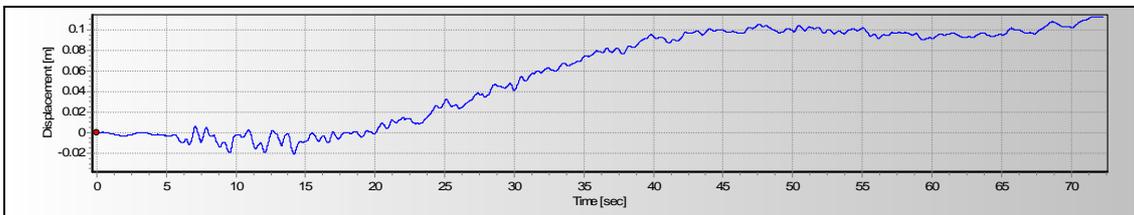


Figura B.3 - Record 289: spostamenti in direzione X

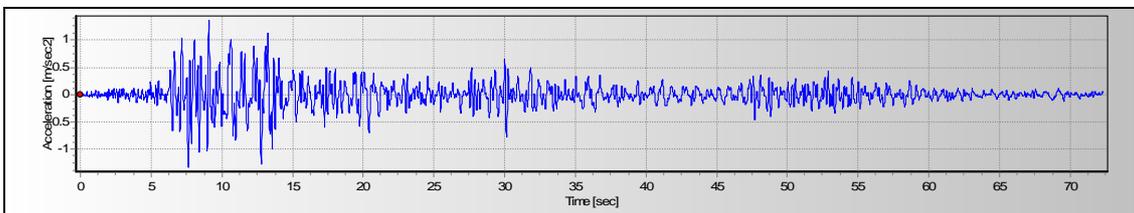


Figura B.4 - Record 289: accelerazioni in direzione Y

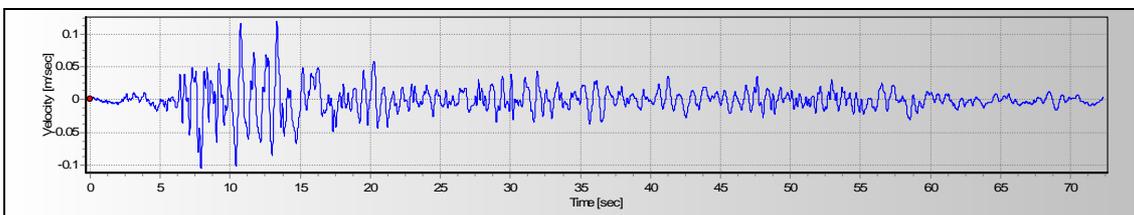


Figura B.5 - Record 289: velocità in direzione Y

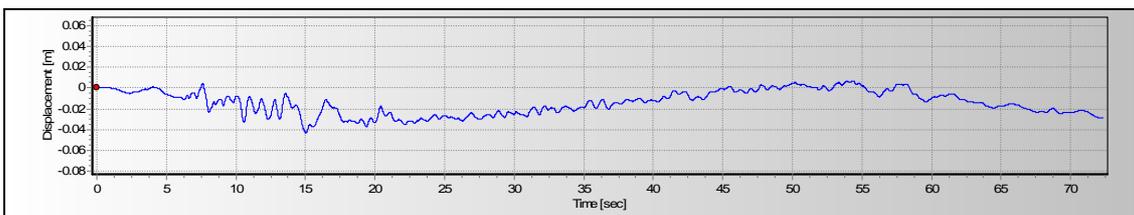


Figura B.6 - Record 289: spostamenti in direzione Y

B.1.2 Registrazione 293

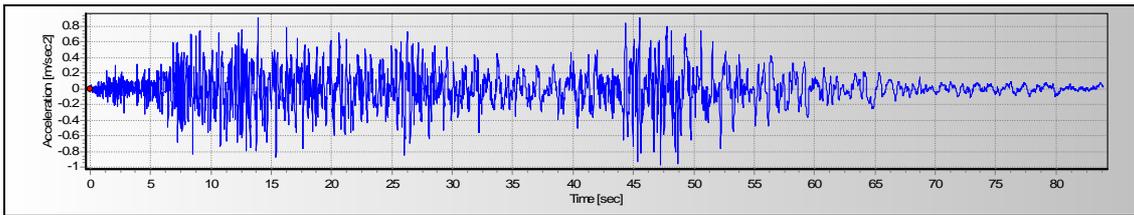


Figura B.7 - Record 293: accelerazioni in direzione X

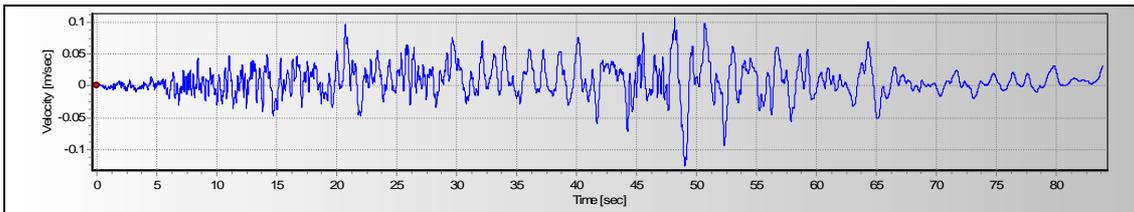


Figura B.8 - Record 293: velocità in direzione X

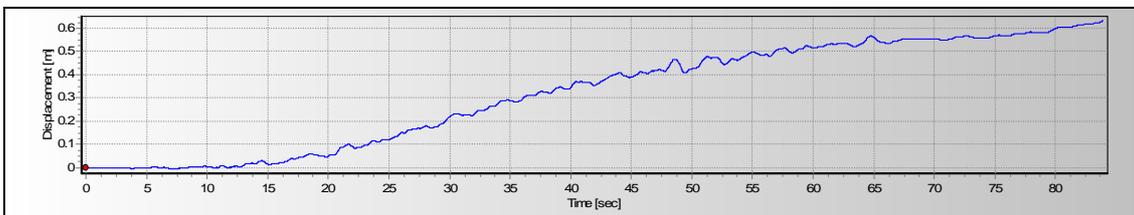


Figura B.9 - Record 293: spostamenti in direzione X

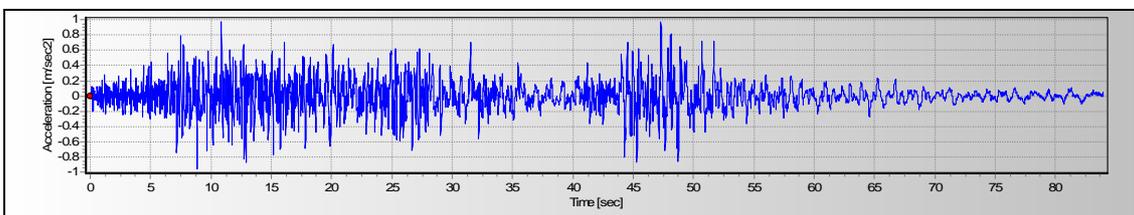


Figura B.10 - Record 293: accelerazioni in direzione Y

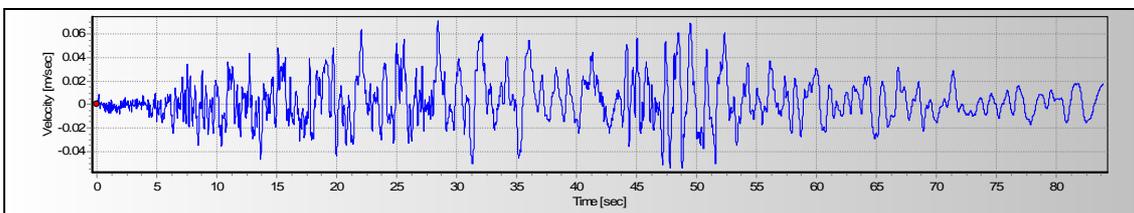


Figura B.11 - Record 293: velocità in direzione Y



Figura B.12 - Record 293: spostamenti in direzione Y

B.1.3 Registrazione 4673

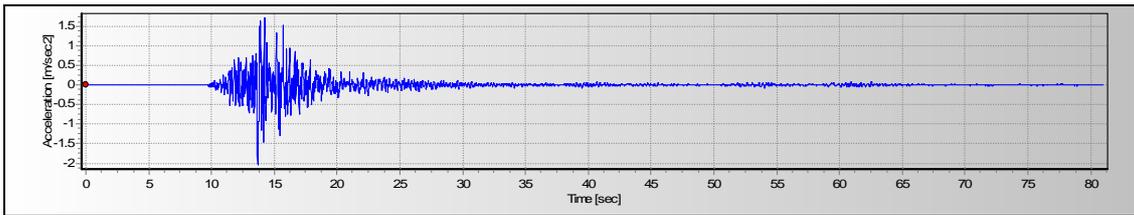


Figura B.13 - Record 4673: accelerazioni in direzione X

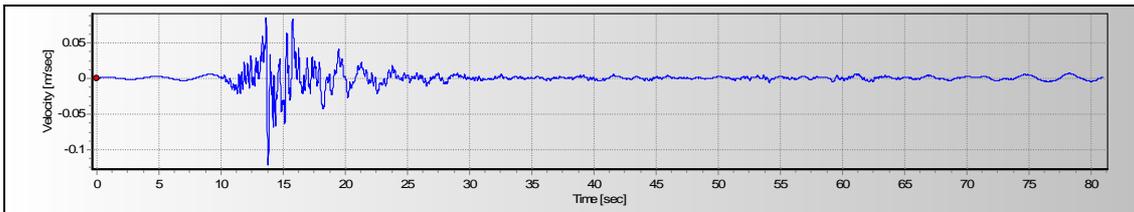


Figura B.14 - Record 4673: velocità in direzione X

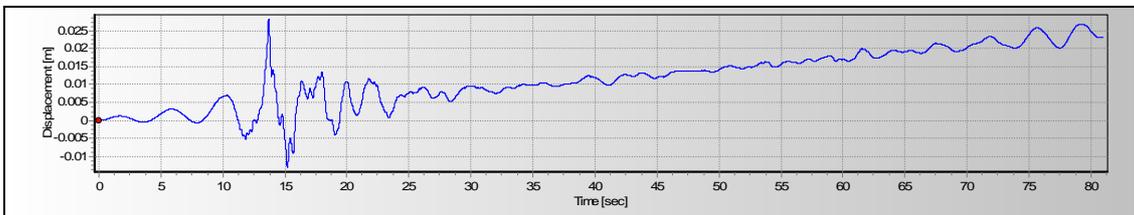


Figura B.15 - Record 4673: spostamenti in direzione X

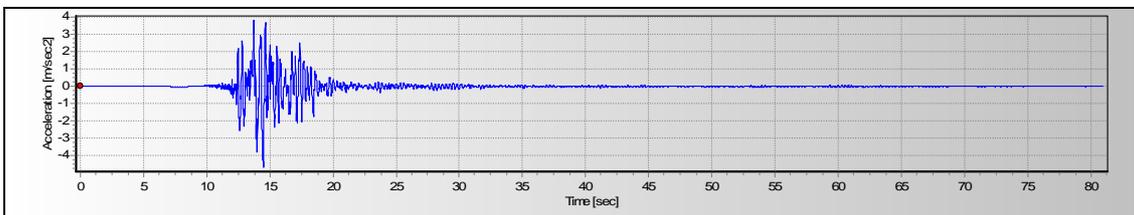


Figura B.16 - Record 4673: accelerazioni in direzione Y

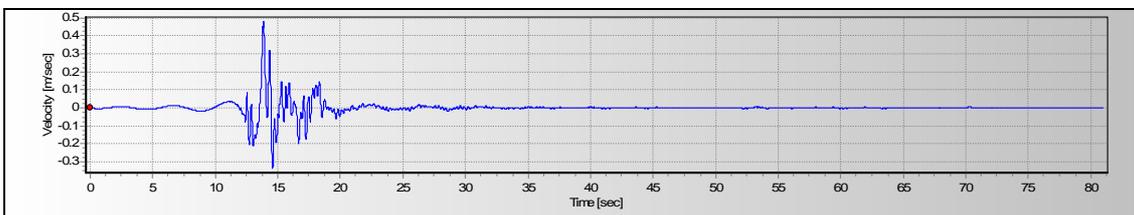


Figura B.17 - Record 4673: velocità in direzione Y

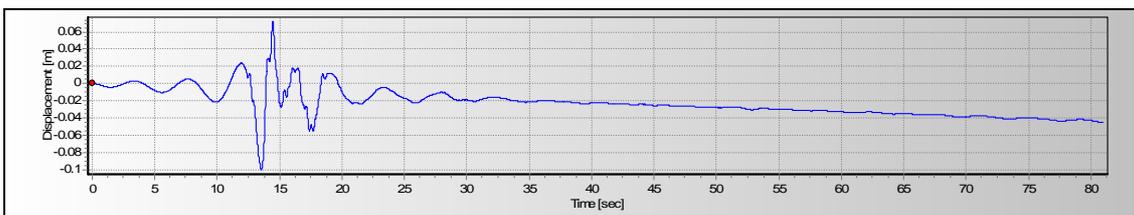


Figura B.18 - Record 4673: spostamenti in direzione Y

B.1.4 Registrazione 4677

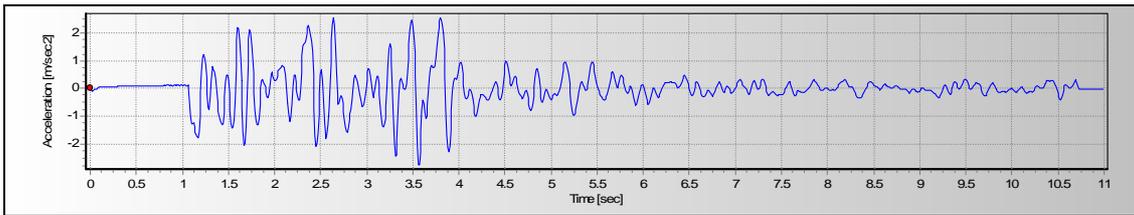


Figura B.19 - Record 4677: accelerazioni in direzione X

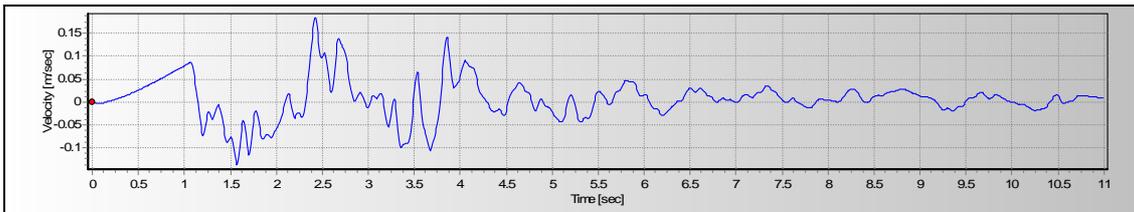


Figura B.20 - Record 4677: velocità in direzione X

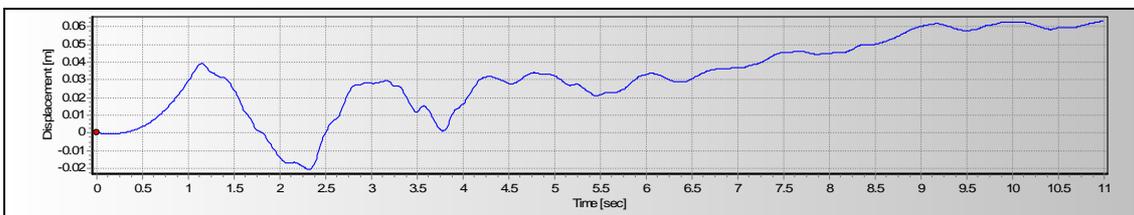


Figura B.21 - Record 4677: spostamenti in direzione X

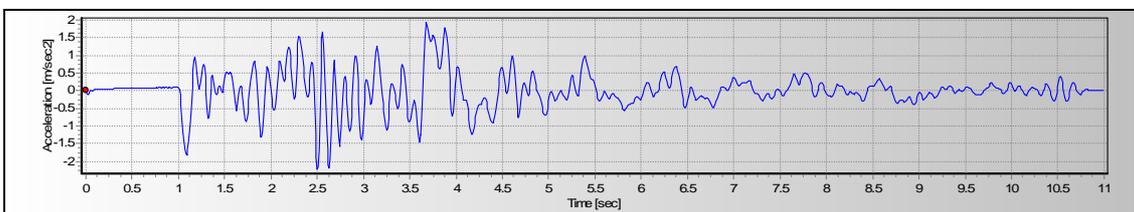


Figura B.22 - Record 4677: accelerazioni in direzione Y

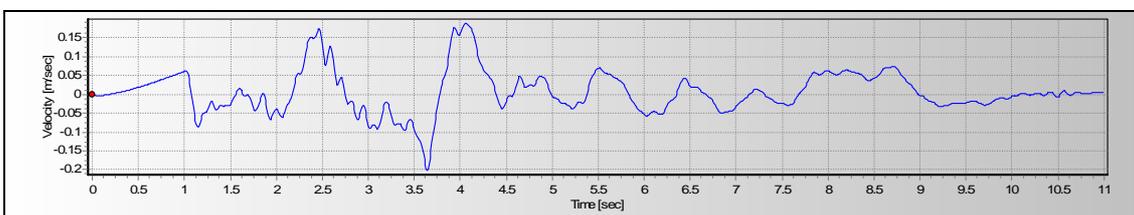


Figura B.23 - Record 4677: velocità in direzione Y

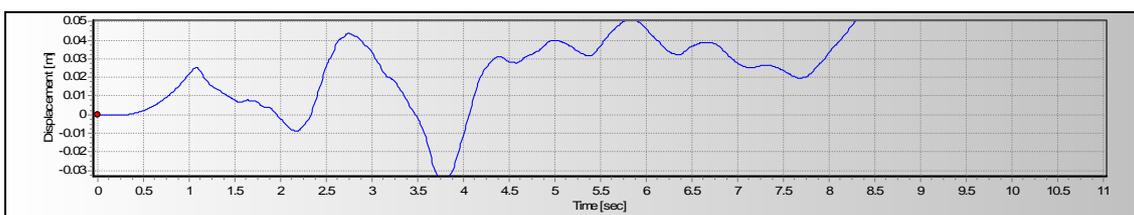


Figura B.24 - Record 4677: spostamenti in direzione Y

B.1.5 Registrazione 5850

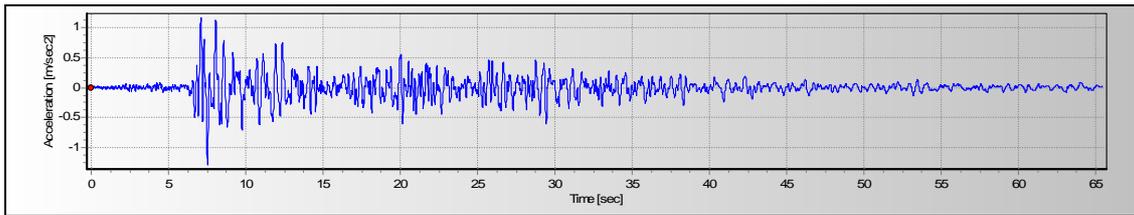


Figura B.25 - Record 5850: accelerazioni in direzione X

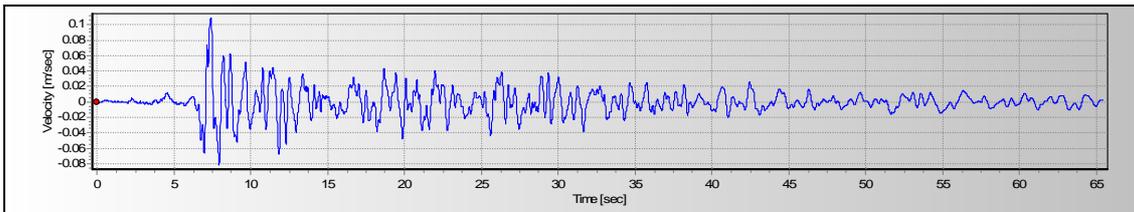


Figura B.26 - Record 5850: velocità in direzione X

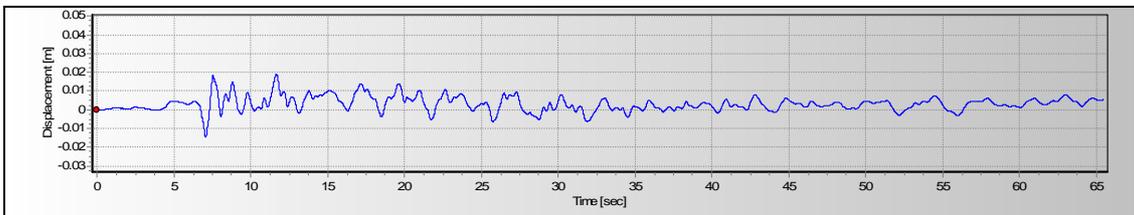


Figura B.27 - Record 5850: spostamenti in direzione X

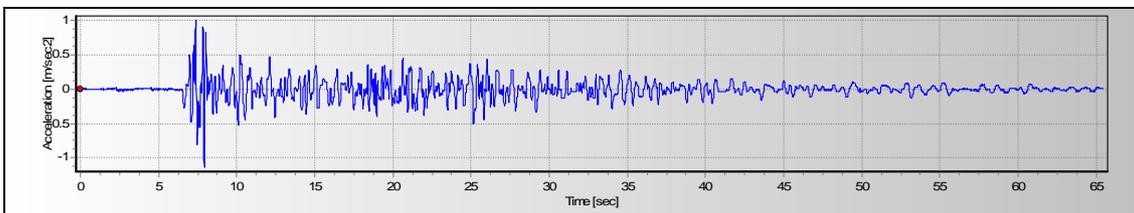


Figura B.28 - Record 5850: accelerazioni in direzione Y

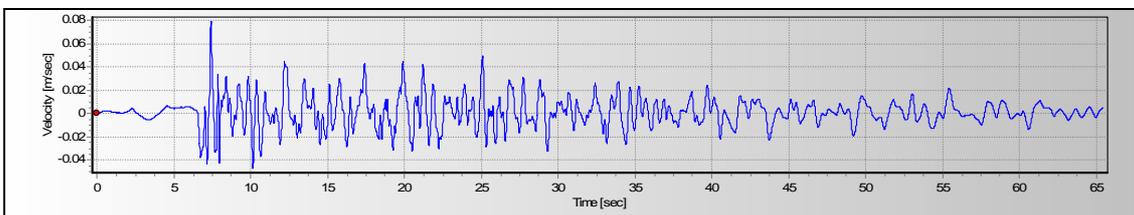


Figura B.29 - Record 5850: velocità in direzione Y

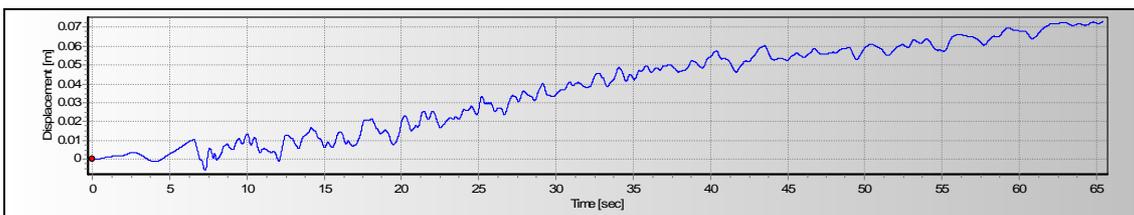


Figura B.30 - Record 5850: spostamenti in direzione Y

B.1.6 Registrazione 6142

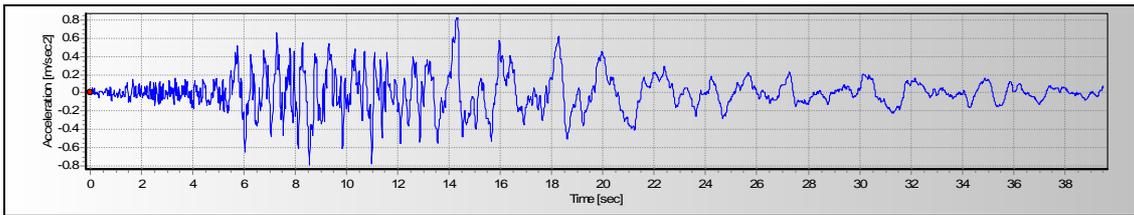


Figura B.31 - Record 6142: accelerazioni in direzione X

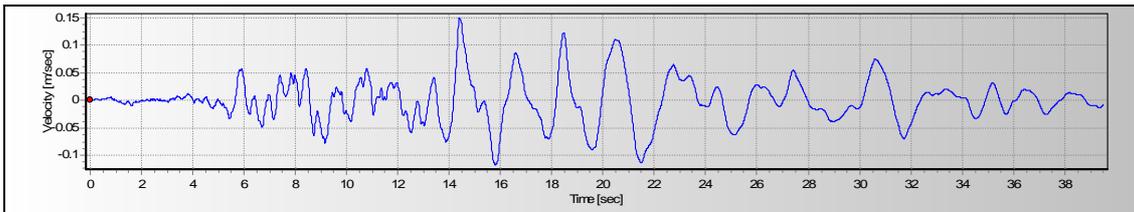


Figura B.32 - Record 6142: velocità in direzione X

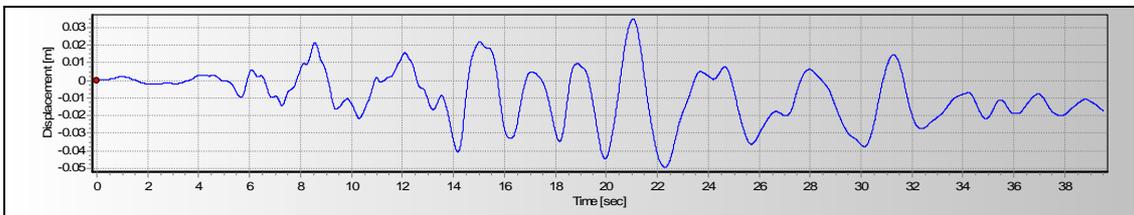


Figura B.33 - Record 6142: spostamenti in direzione X

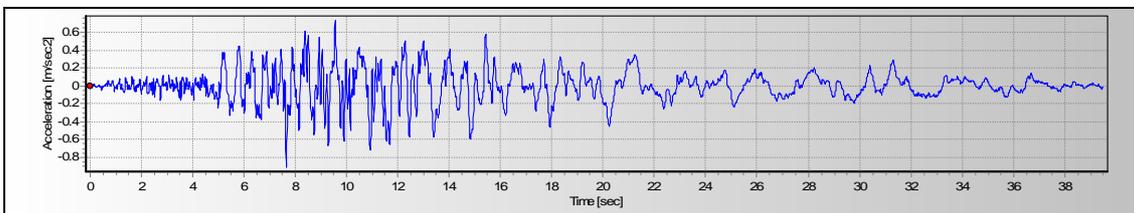


Figura B.34 - Record 6142: accelerazioni in direzione Y

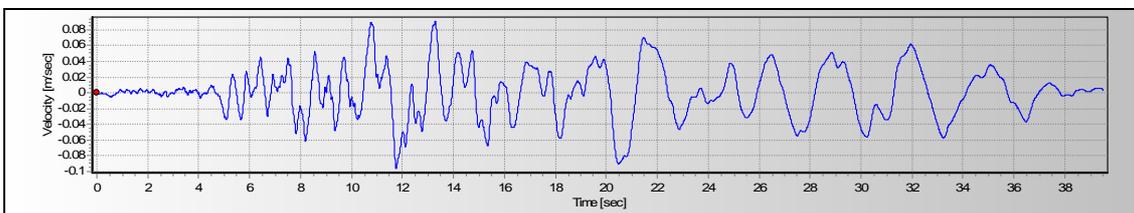


Figura B.35 - Record 6142: velocità in direzione Y

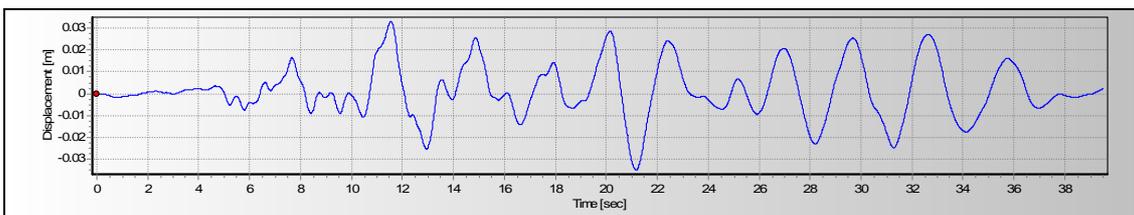


Figura B.36 - Record 6142: spostamenti in direzione Y

B.1.7 Registrazione 6144

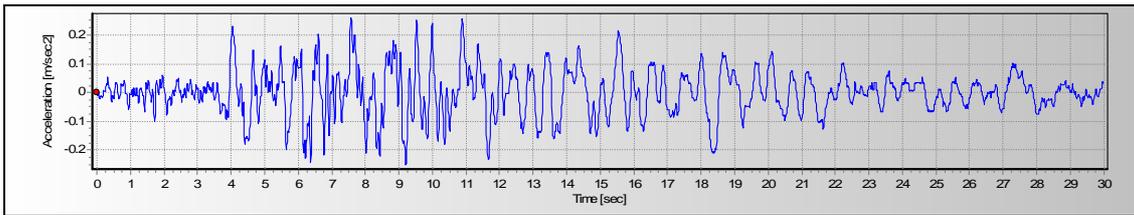


Figura B.37 - Record 6144: accelerazioni in direzione X

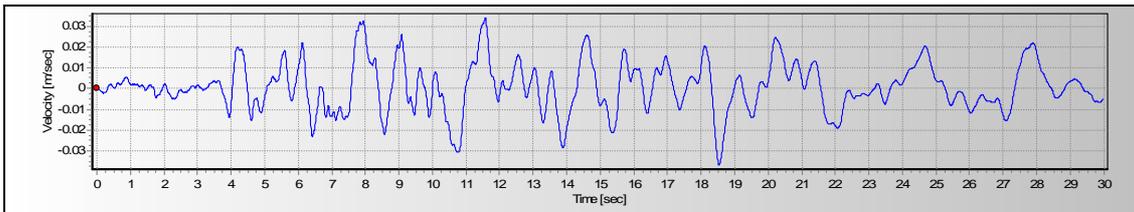


Figura B.38 - Record 6144: velocità in direzione X

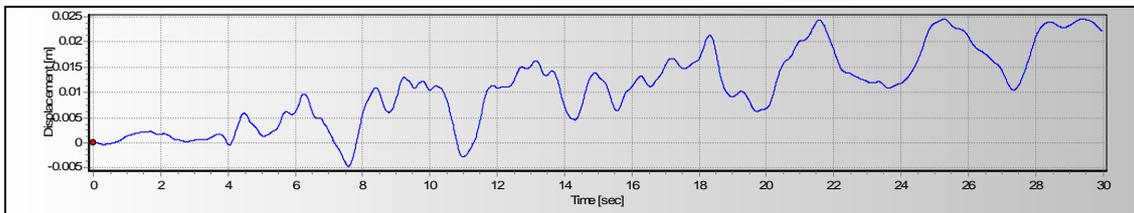


Figura B.39 - Record 6144: spostamenti in direzione X

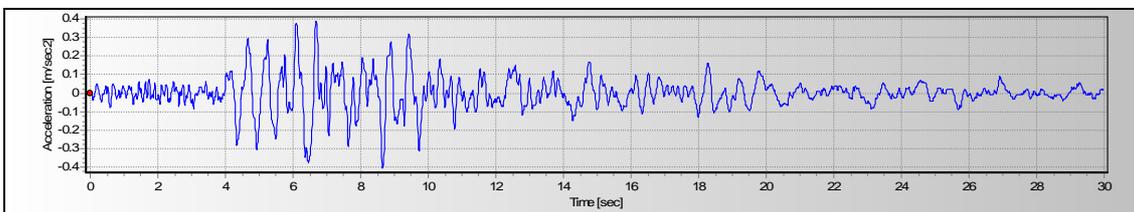


Figura B.40 - Record 6144: accelerazioni in direzione Y

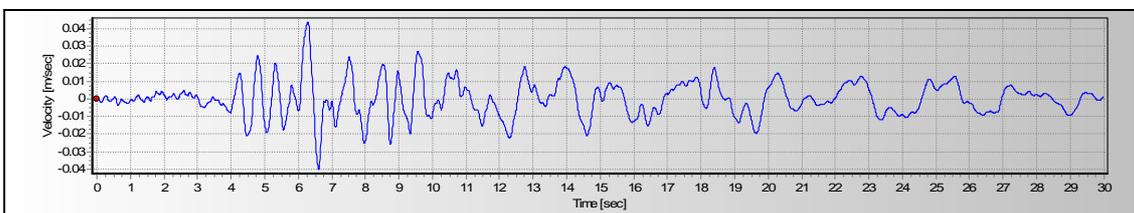


Figura B.41 - Record 6144: velocità in direzione Y

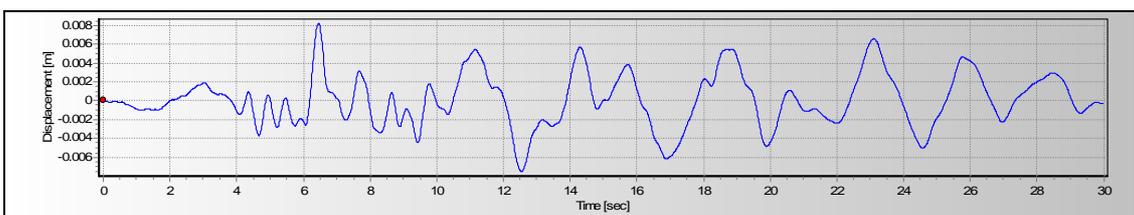


Figura B.42 - Record 6144: spostamenti in direzione Y

B.2 TIME-HISTORY DEL TAGLIO ALLA BASE E DEGLI SPOSTAMENTI DI INTERPIANO

Si riportano nei paragrafi seguenti i grafici con le time-history fornite in output, da ciascuna analisi dinamica, per il taglio alla base e gli interstory drift nelle due direzioni X e Y dell'edificio. I massimi di questi grafici sono raccolti nella tabella 4.2 per il base shear, e nelle figure 4.2 e 4.3 per gli spostamenti di interpiano.

Come ultimo risultato, si riporta quello ottenuto ripetendo l'analisi con il record 289, dopo aver dimezzato la rigidezza e la resistenza delle bielle equivalenti per simulare il danneggiamento dei pannelli murari.

B.2.1 Output dell'analisi con la registrazione 289

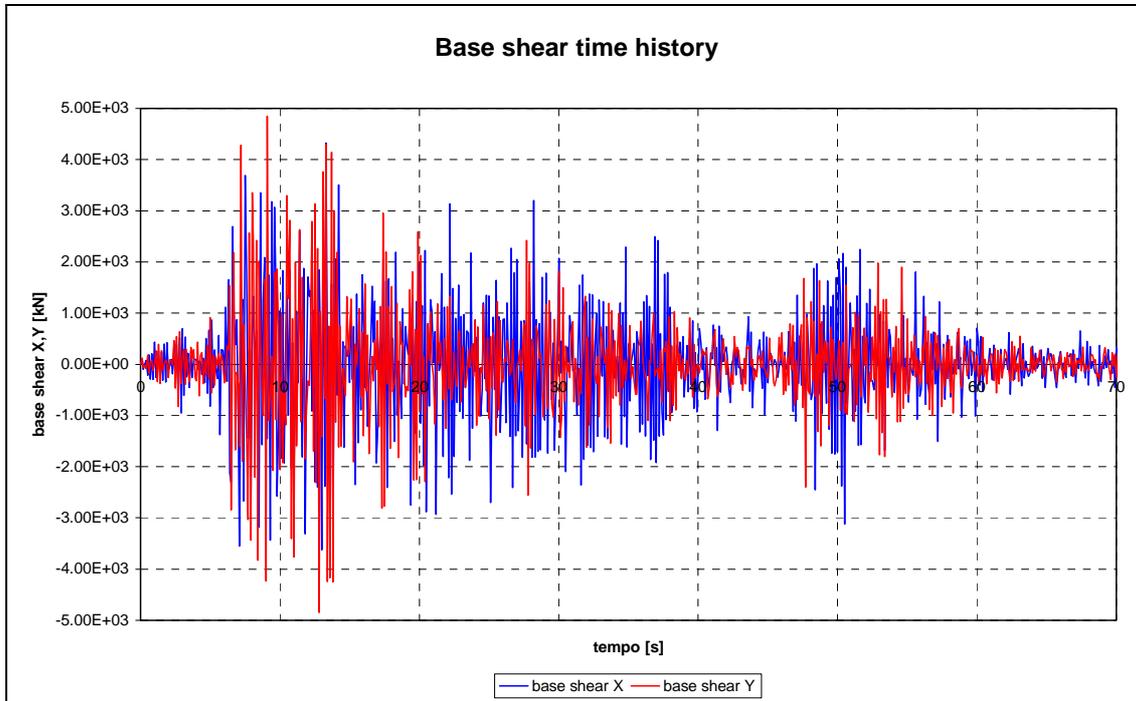


Figura B.43 - Record 289: taglio alla base.

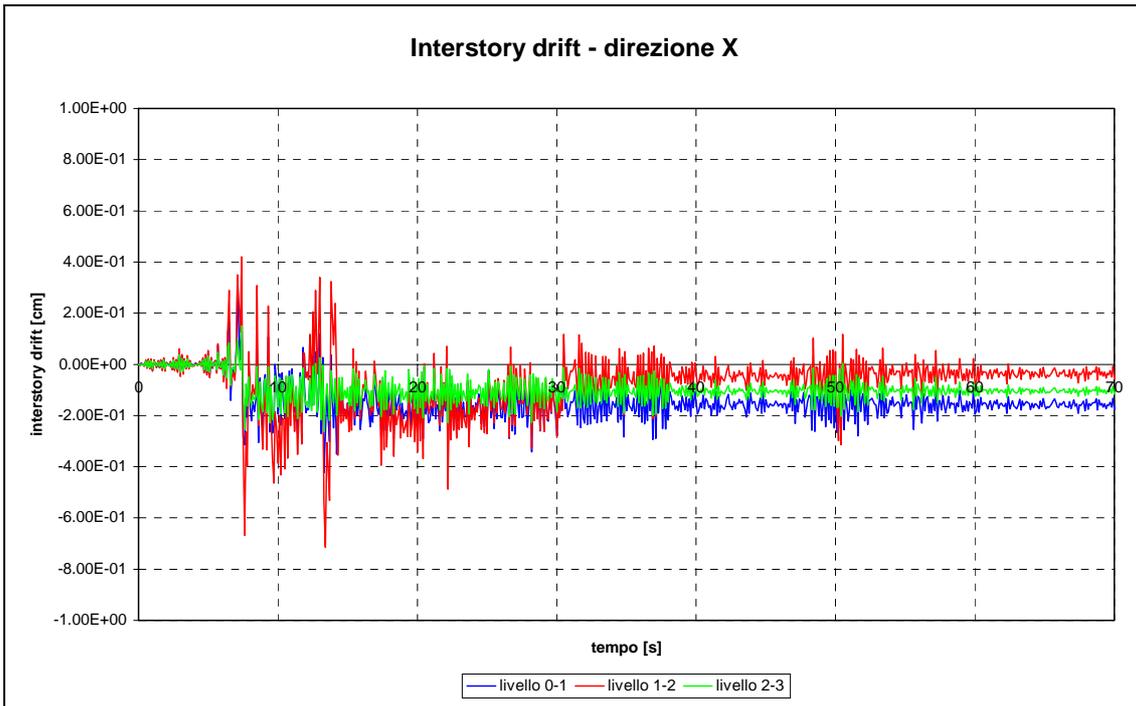


Figura B.44 - Record 289: spostamento di interpiano in direzione X.

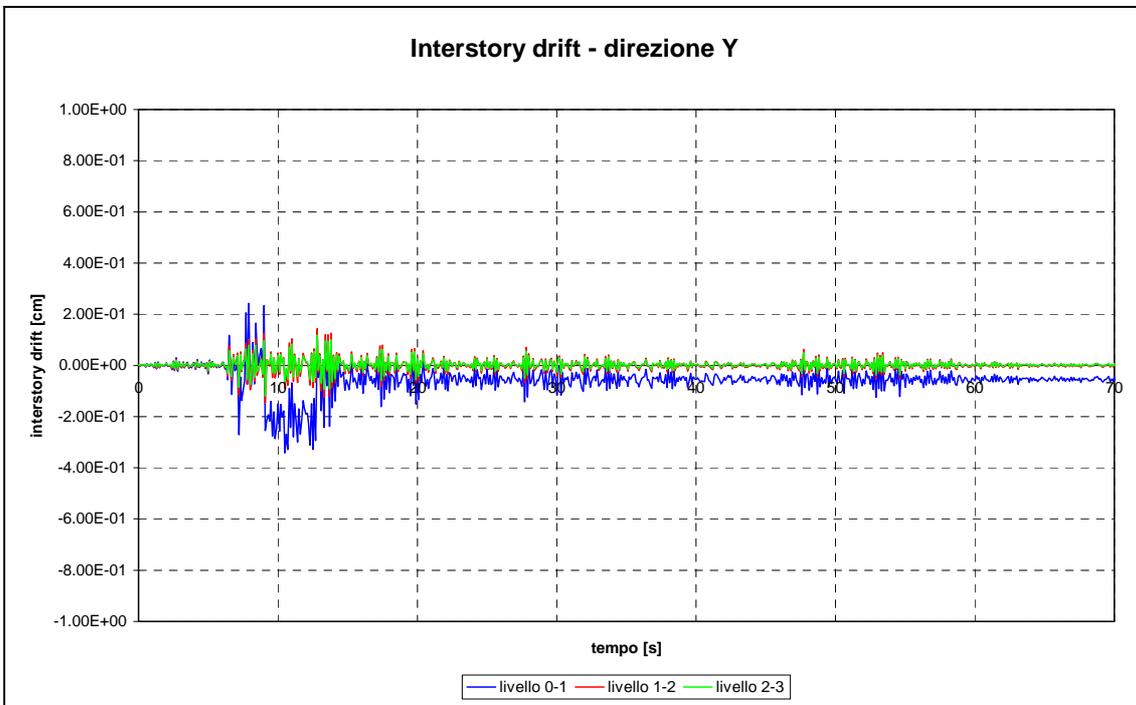


Figura B.45 - Record 289: spostamento di interpiano in direzione Y.

B.2.2 Output dell'analisi con la registrazione 293

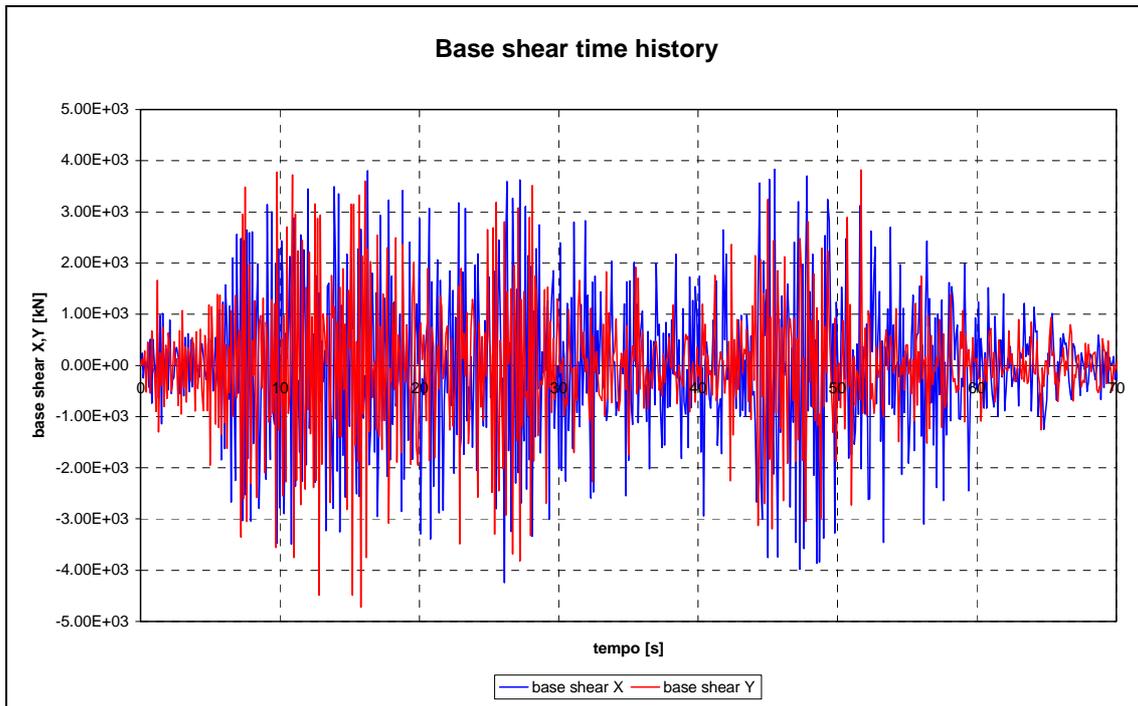


Figura B.46 - Record 293: taglio alla base.

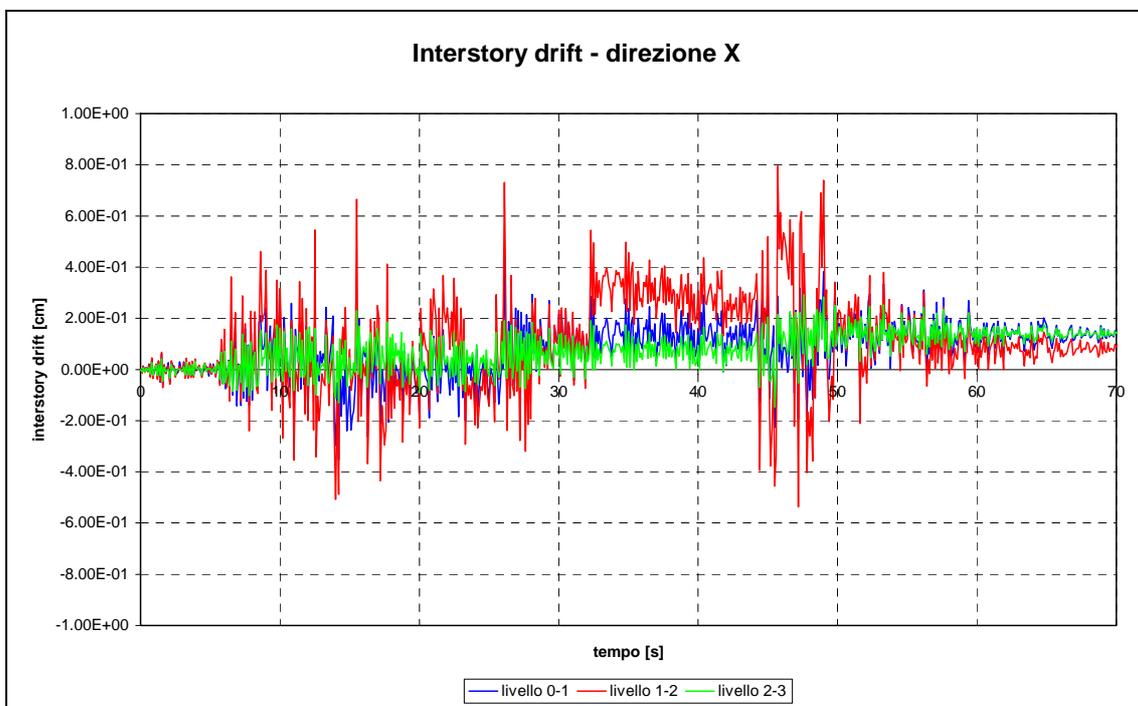


Figura B.47 - Record 293: spostamento di interpiano in direzione X.

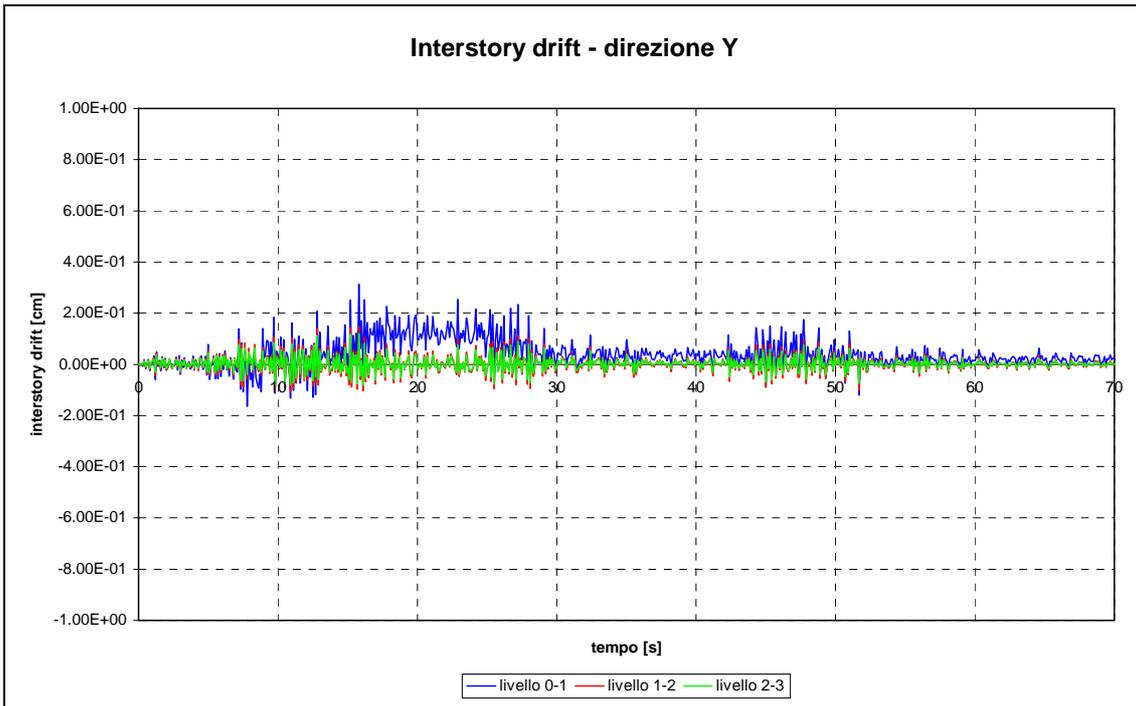


Figura B.48 - Record 293: spostamento di interpiano in direzione Y.

B.2.3 Output dell'analisi con la registrazione 4673

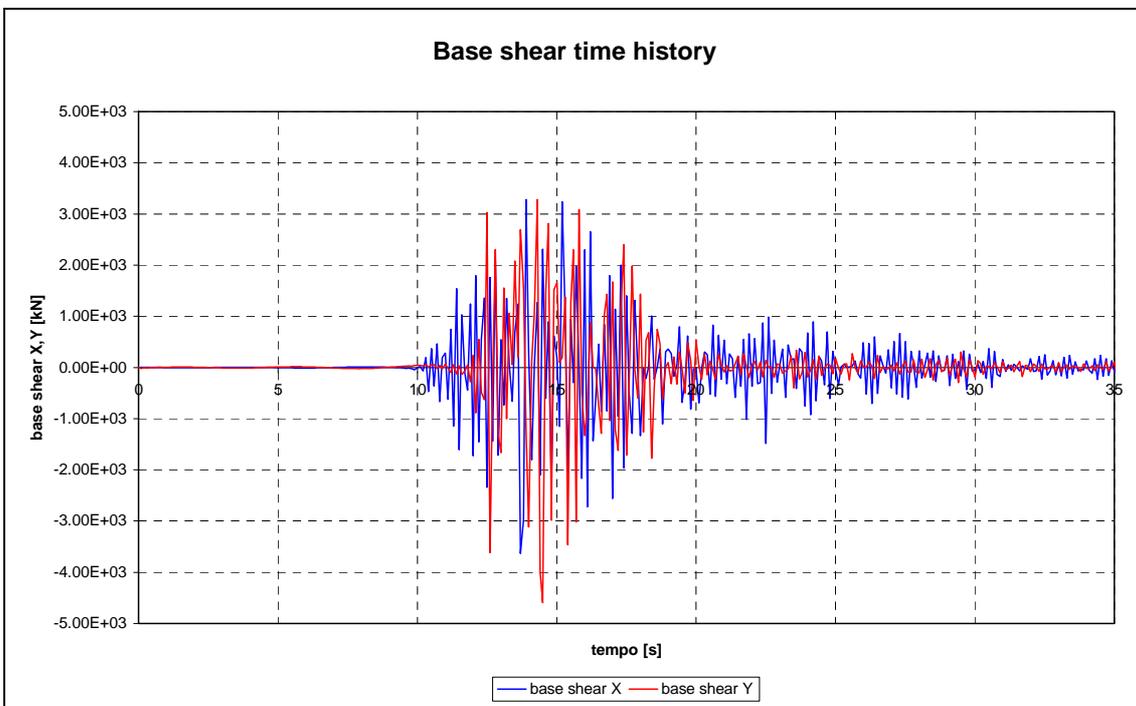


Figura B.49 - Record 4673: taglio alla base.

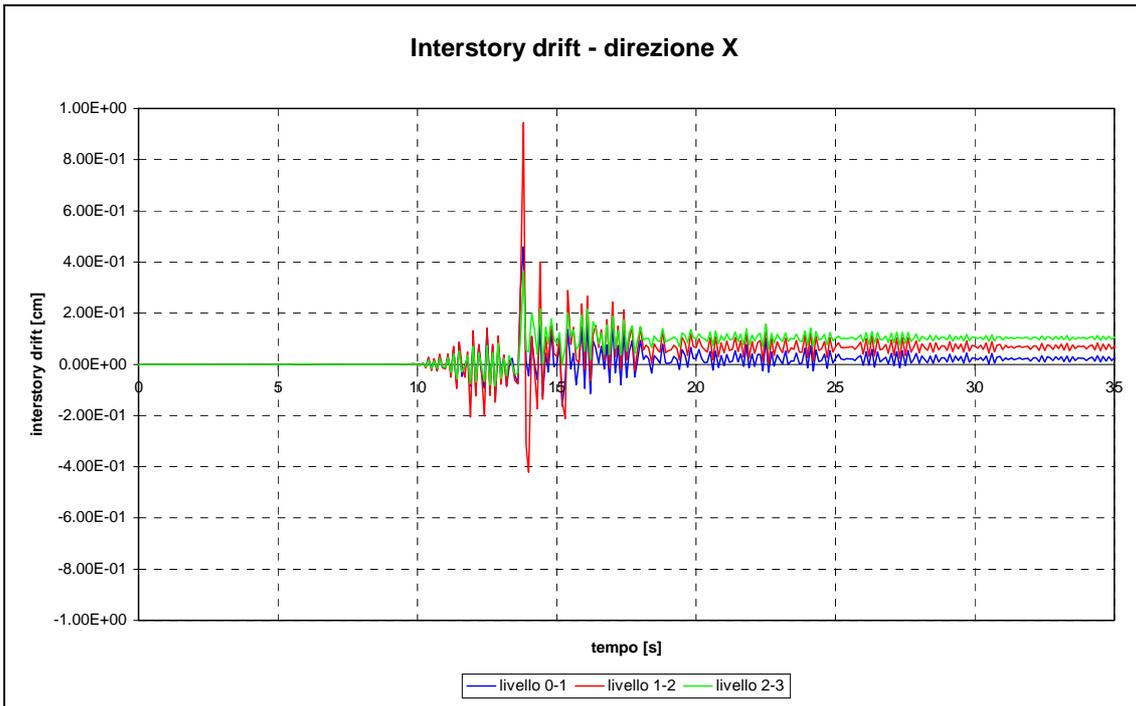


Figura B.50 - Record 4673: spostamento di interpiano in direzione X.

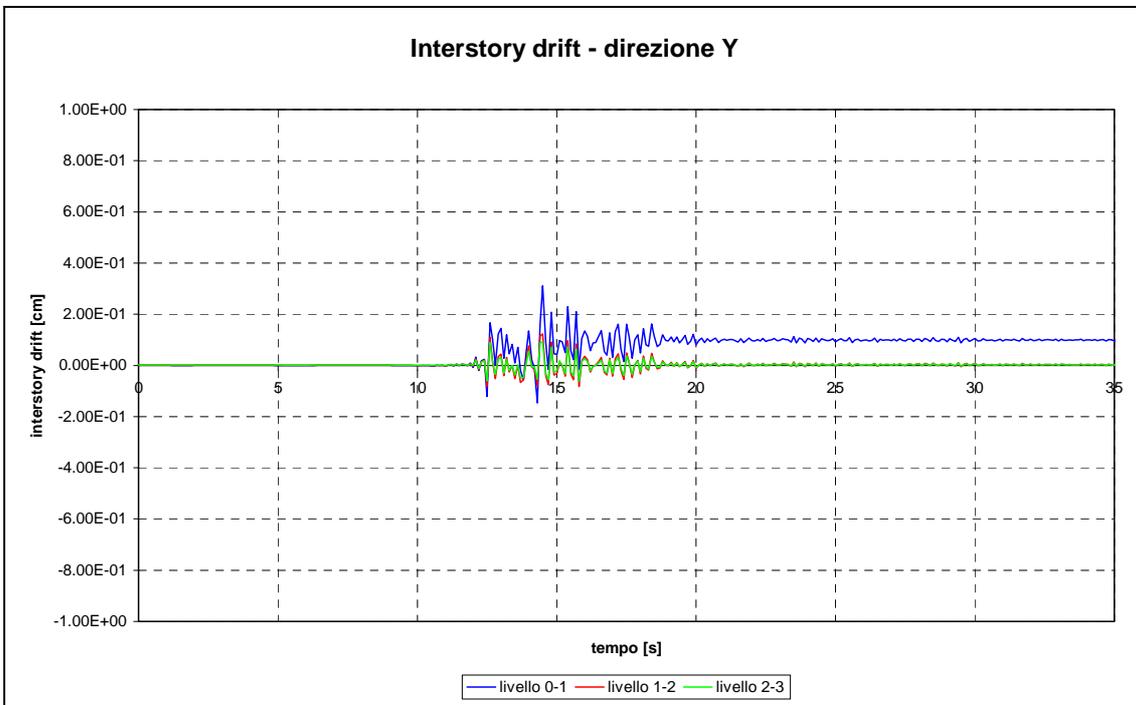


Figura B.51 - Record 4673: spostamento di interpiano in direzione Y.

B.2.4 Output dell'analisi con la registrazione 4677

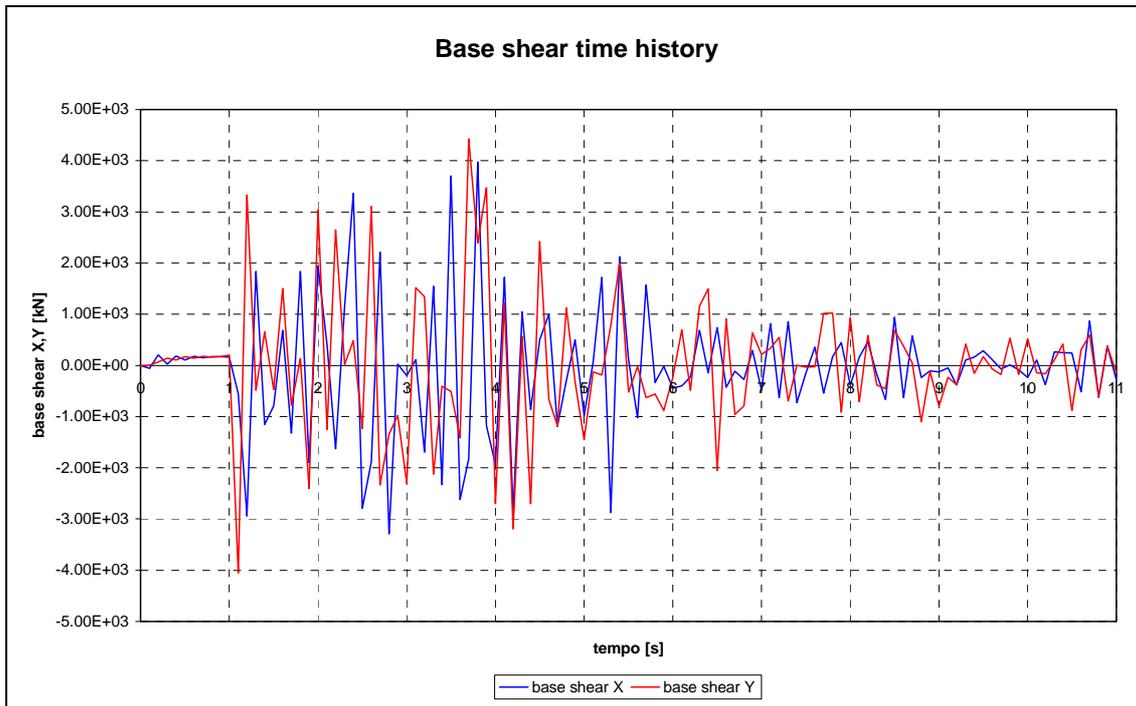


Figura B.52 - Record 4677: taglio alla base.

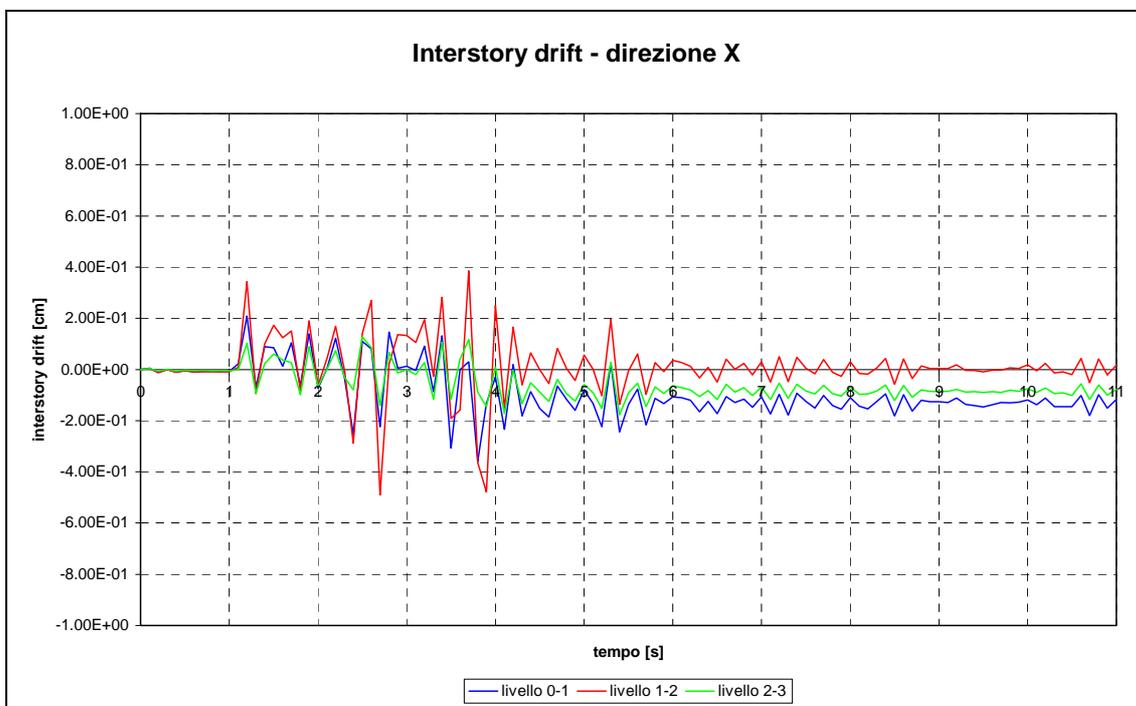


Figura B.53 - Record 4677: spostamento di interpiano in direzione X.

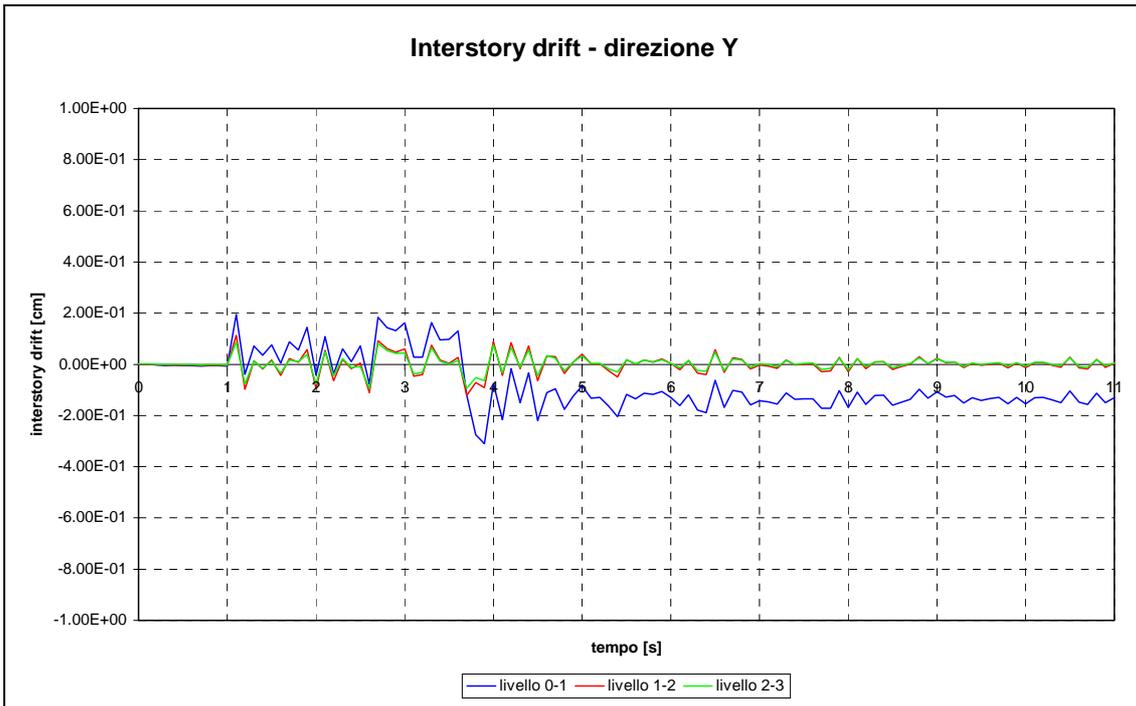


Figura B.54 - Record 4677: spostamento di interpiano in direzione Y.

B.2.5 Output dell'analisi con la registrazione 5850

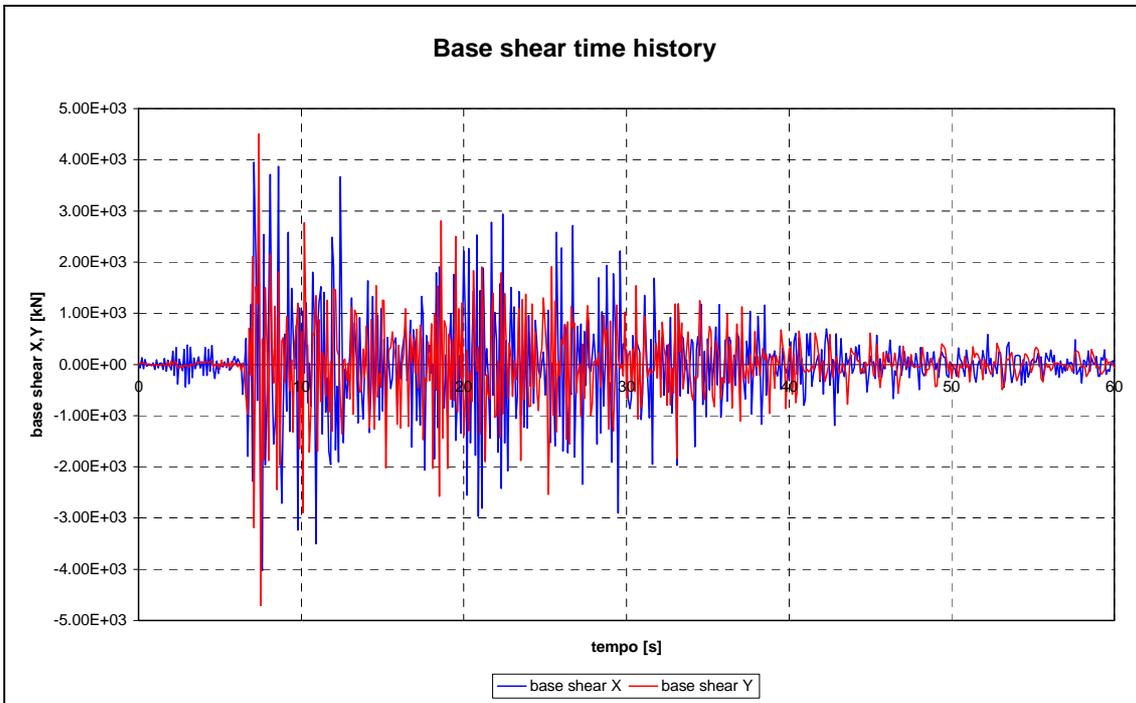


Figura B.55 - Record 5850: taglio alla base.

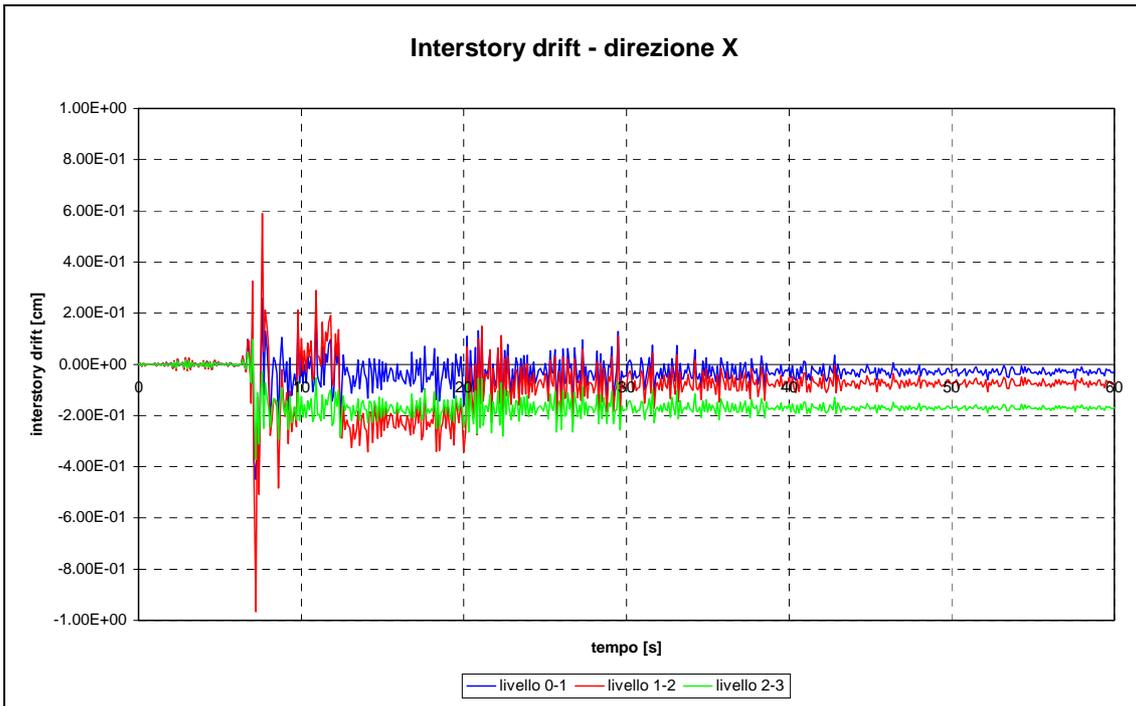


Figura B.56 - Record 5850: spostamento di interpiano in direzione X.

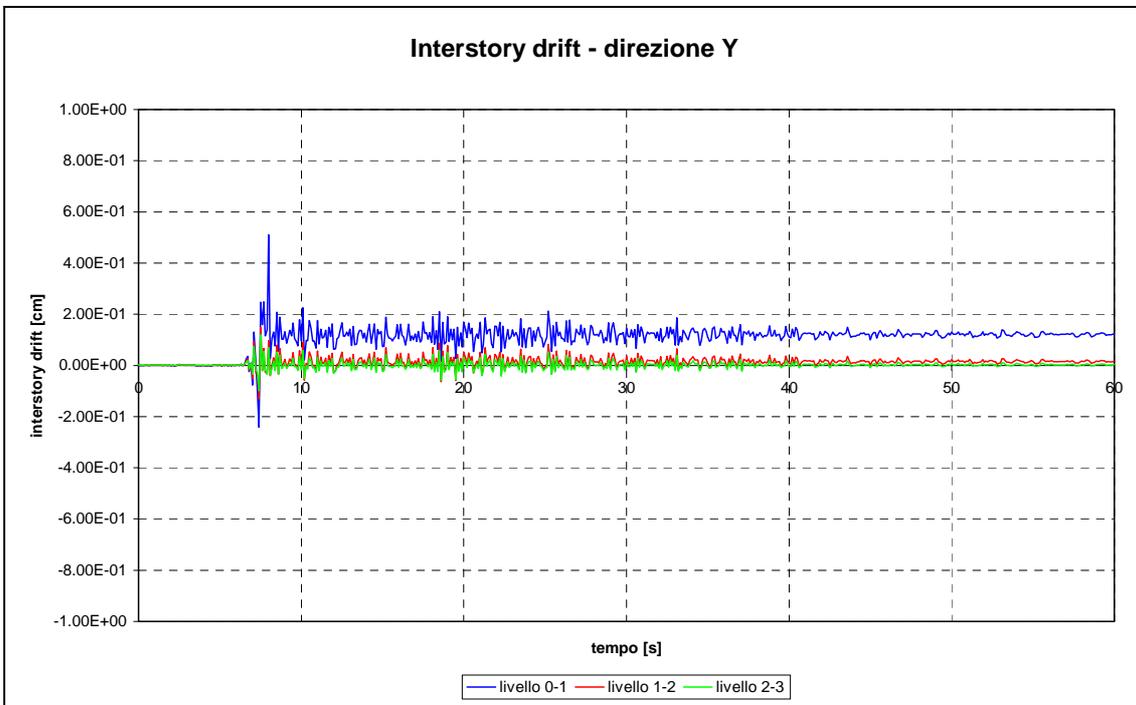


Figura B.57 - Record 5850: spostamento di interpiano in direzione Y.

B.2.6 Output dell'analisi con la registrazione 6142

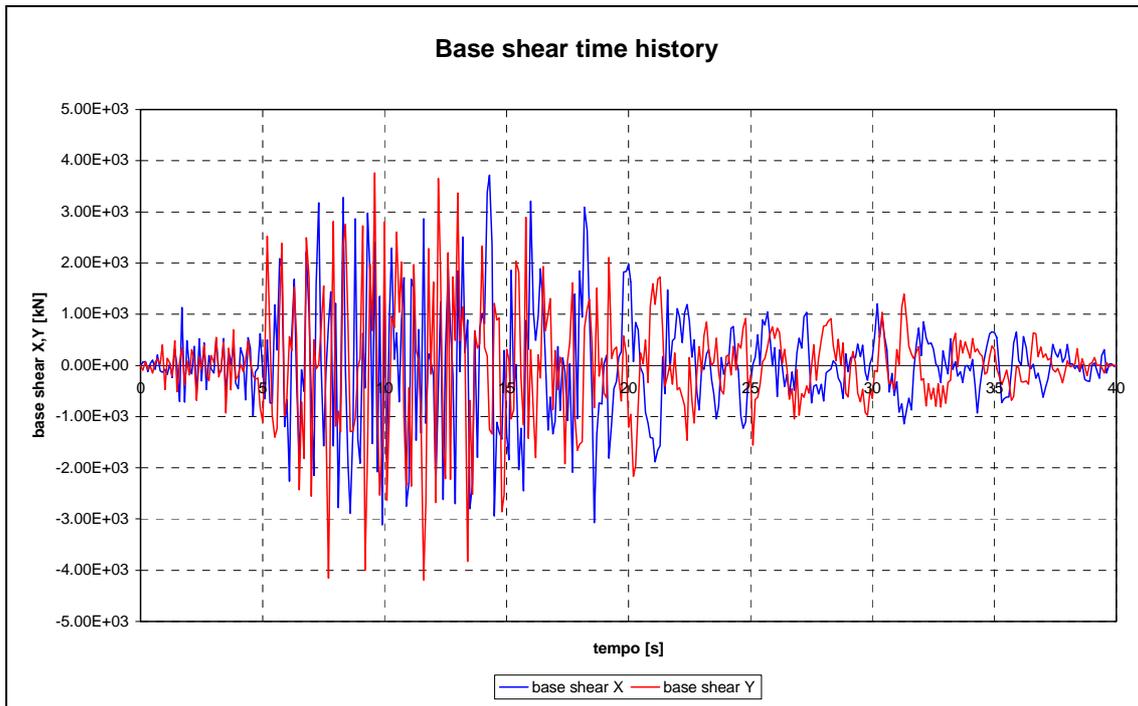


Figura B.58 - Record 6142: taglio alla base.

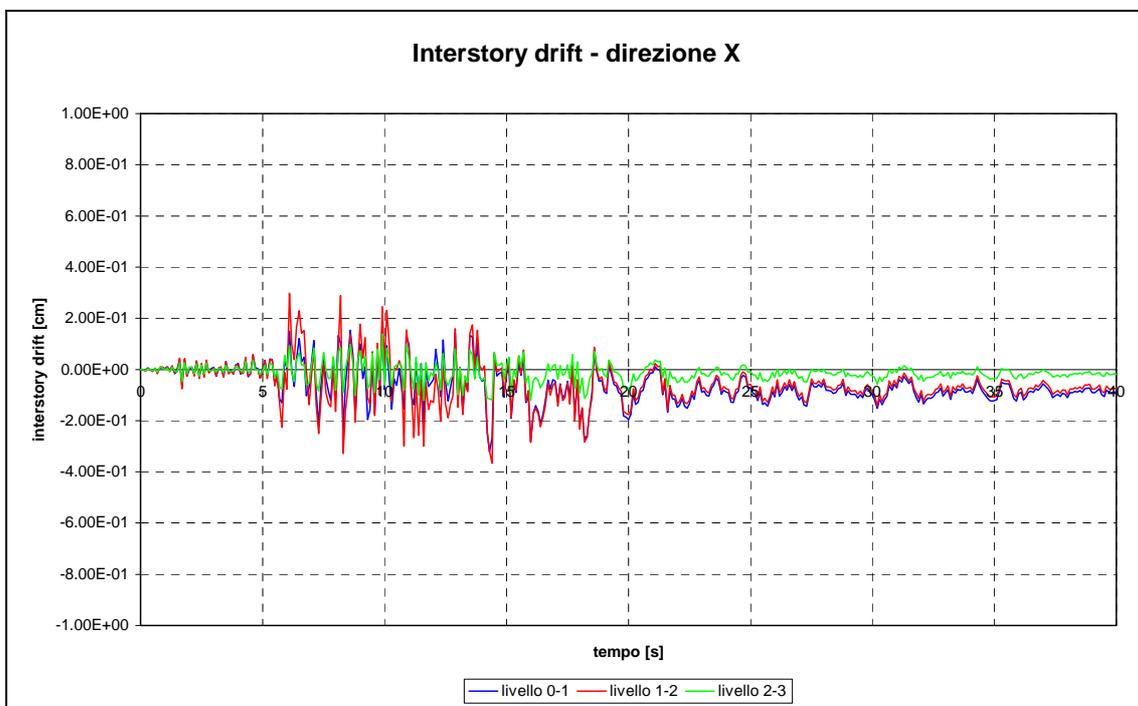


Figura B.59 - Record 6142: spostamento di interpiano in direzione X.

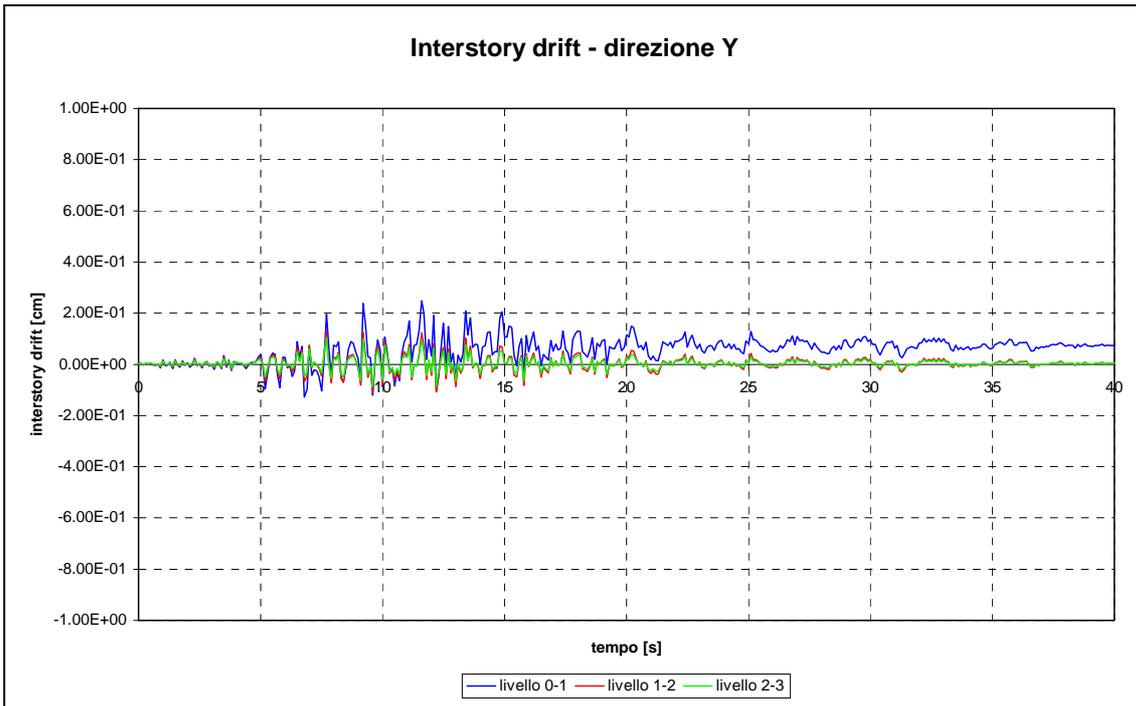


Figura B.60 - Record 6142: spostamento di interpiano in direzione Y.

B.2.7 Output dell'analisi con la registrazione 6144

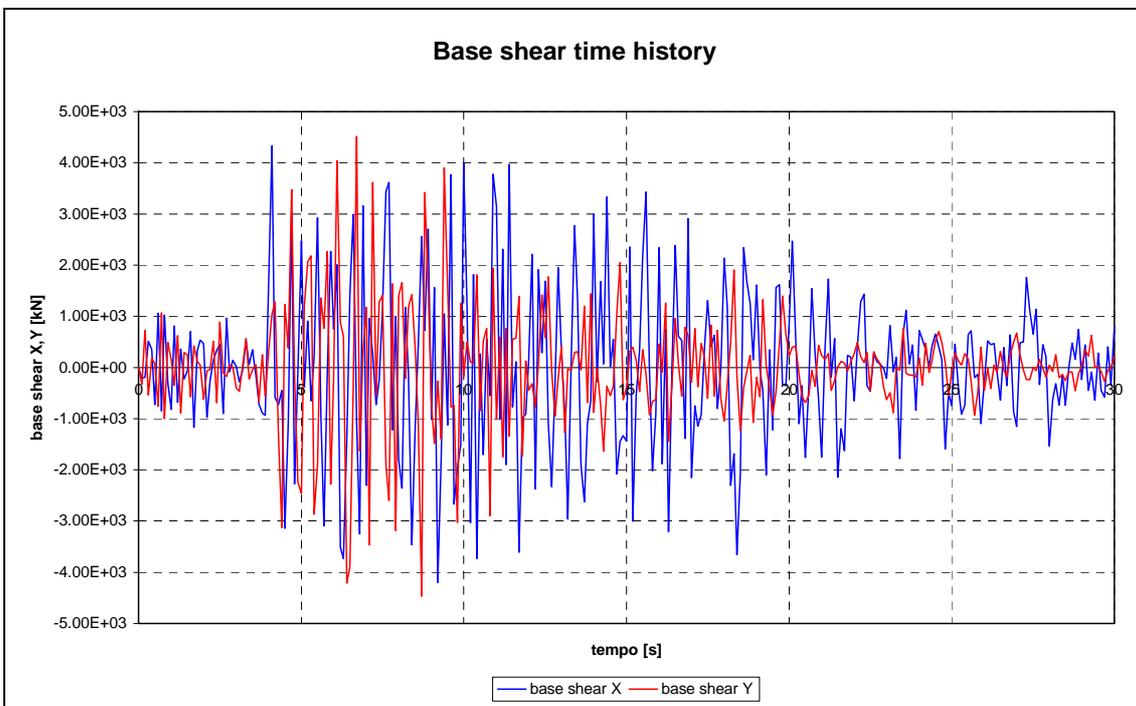


Figura B.61 - Record 6144: taglio alla base.

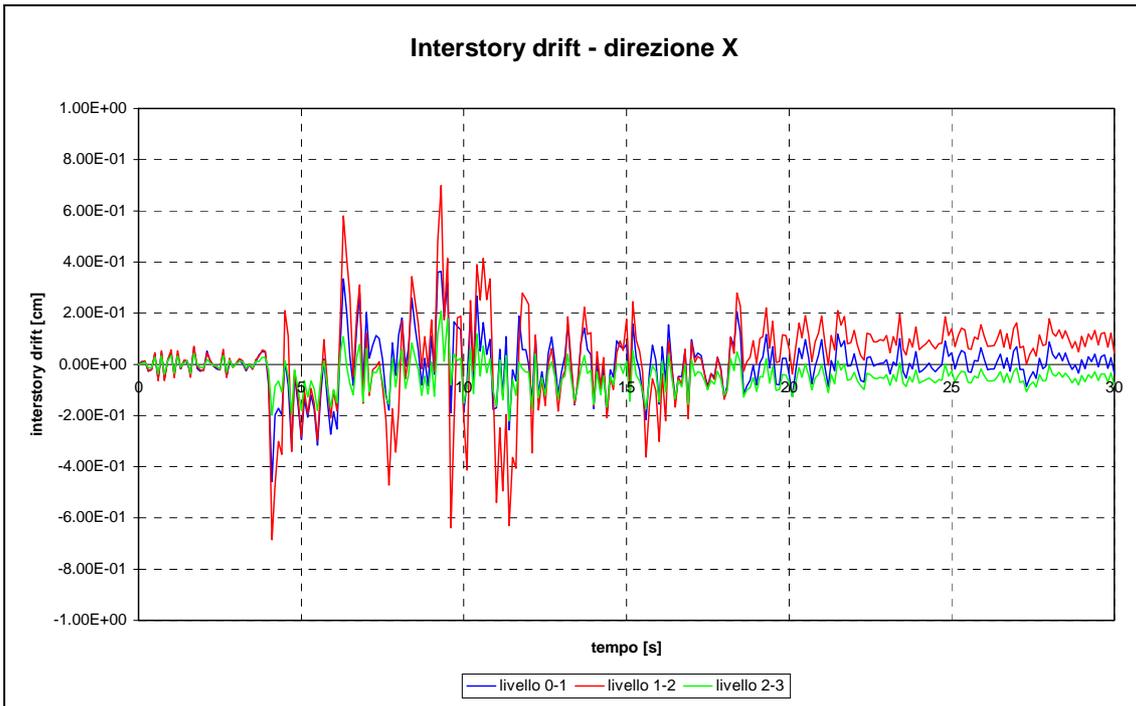


Figura B.62 - Record 6144: spostamento di interpiano in direzione X.

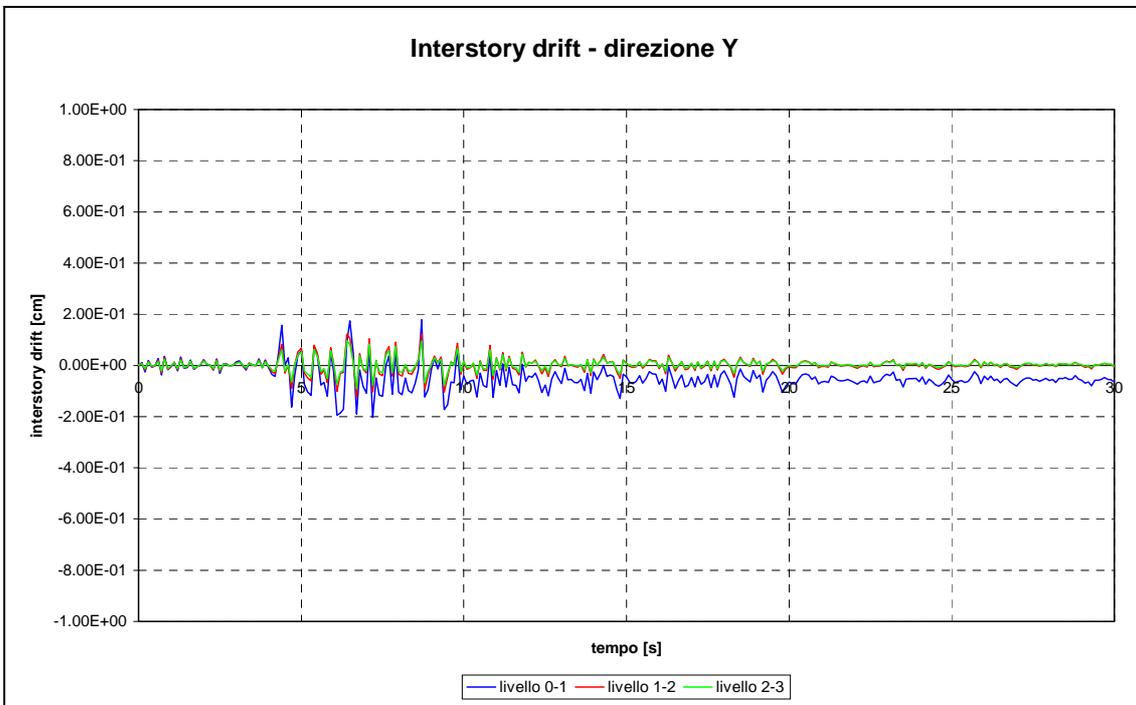


Figura B.63 - Record 6144: spostamento di interpiano in direzione Y.

B.2.8 Output dell'analisi con la registrazione 289 dopo il danneggiamento

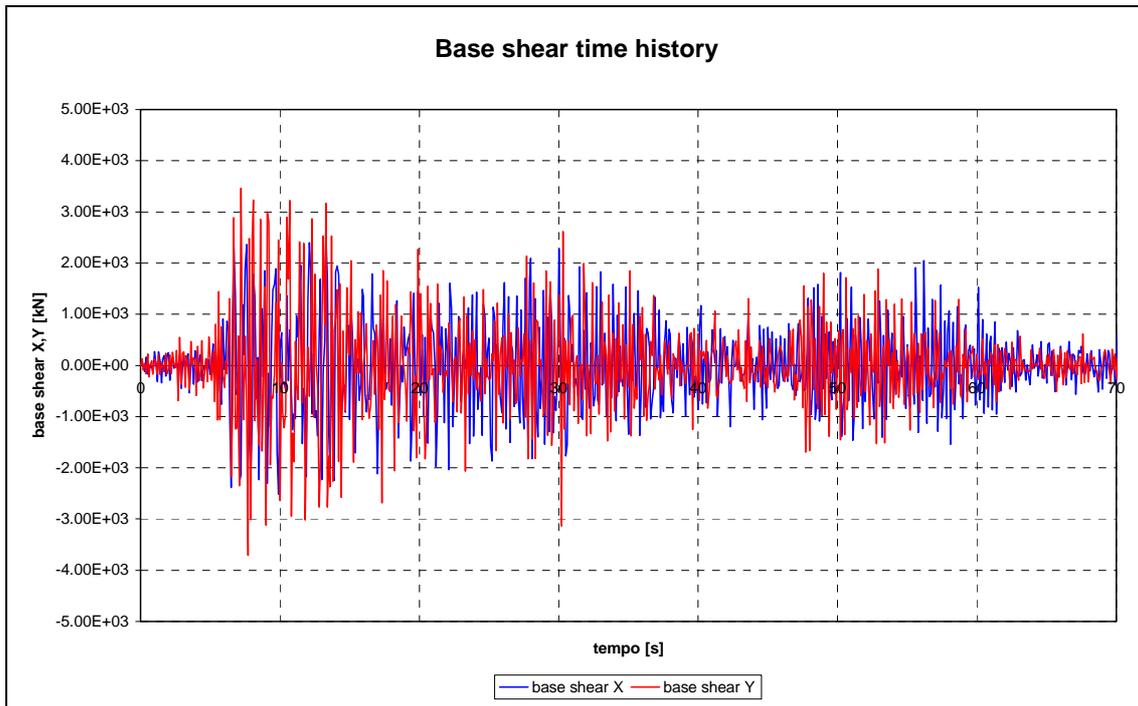


Figura B.64 - Record 289: taglio alla base sul modello con le bielle ridotte.

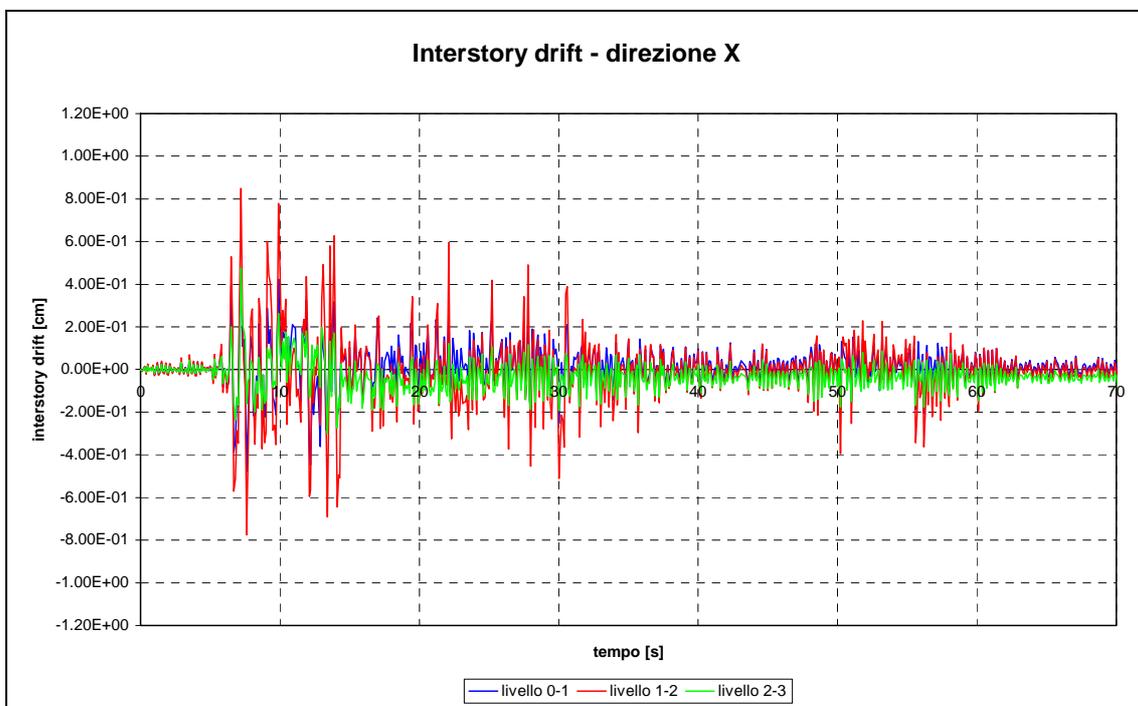


Figura B.65 - Record 289: spostamento di interpiano in direzione X, sul modello con le bielle ridotte.

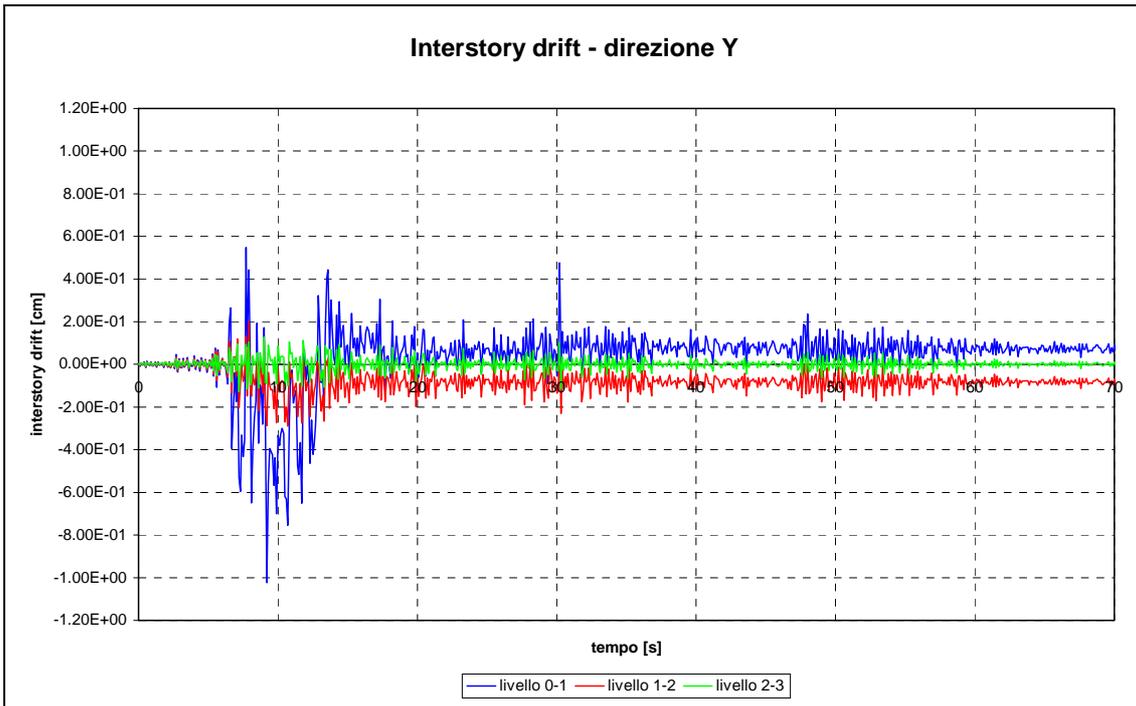


Figura B.66 - Record 289: spostamento di interpiano in direzione Y, sul modello con le bielle ridotte.

Bibliografia

[Carr, 1992]: Athol J. Carr, “*Ruaumoko inelastic analysis program*”, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1992

[Dolsek, Fajfar, 2008]: Matjaz Dolsek, Peter Fajfar, “*The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame - a deterministic assessment*”, Engineering Structures, 2008

[Elnashai, 1997]: A. S. Elnashai, “*Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications*”, Structural Engineering and Mechanics, vol. 12(1), 2001

[Iervolino, Galasso, Cosenza, 2008]: I. Iervolino, C. Galasso, E. Cosenza, “*Selezione assistita di input sismico e nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*”, atti del convegno “Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in c.a.”, Roma, 2008

[Mander, Priestley, Park, 1988]: J. B. Mander, M. J. N. Priestley, R. Park, “*Theoretical stress-strain model for confined concrete*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 114(8), 1988

[NTC, 2008]: Ministero delle Infrastrutture, Ministero dell’Interno, Dipartimento della Protezione Civile, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, “*Norme tecniche per le costruzioni*”, Decreto Ministeriale, 2008

[OPCM 3274, 2003]: Presidenza del Consiglio dei Ministri, “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*”, Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274/03, 2003, e successive modifiche in OPCM n.3431/05 e OPCM n.3452/05

[Paulay, Priestley, 1992]: T. Paulay, M. J. N. Priestley, “*Seismic design of RC and masonry structures*”, John Wiley, New York, USA, 1992

[Perera, 2005]: Ricardo Perera, “*Performance evaluation of masonry-infilled RC frames under cycling loading based on damage mechanics*”, Engineering Structures, 2005

[SeismoSoft, 2005]: “*SeismoStruct - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*”, scaricabile online dall’URL <http://www.seismosoft.com>

[Serpieri, 2008]: Maurizio Serpieri, “*Analisi di pushover 3D per strutture in c.a.*”, tesi di Laurea specialistica in Ingegneria Civile, Università degli studi di Bologna, A.A. 2006/2007

[SSN, 2004]: Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, CND Controlli Non Distruttivi S.R.L., “*Fornitura ed installazione di venti sistemi di monitoraggio permanente della risposta sismica di strutture civili meglio descritti nel capitolato tecnico, compresi i correlativi servizi di raccolta documentazione, rilievo caratteristiche geometriche e meccaniche, modellazione e analisi numerica, prestazioni in materia di sicurezza, prove dinamiche, garanzia e manutenzione per un anno - Sito SSN n.10, Bisignano, scuola elementare Collina Castello - Relazione 031/10A*”, relazione tecnica, 2004

[SSN, 2005/a]: Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, “*Fornitura ed installazione di venti sistemi di monitoraggio permanente della risposta sismica di strutture civili meglio descritti nel capitolato tecnico, compresi i correlativi servizi di raccolta documentazione, rilievo caratteristiche geometriche e meccaniche, modellazione e analisi numerica, prestazioni in materia di sicurezza, prove dinamiche, garanzia e manutenzione per un anno - Sito SSN n.10, Bisignano, scuola elementare Collina Castello - Relazione analisi modale, modello adeguato*”, relazione tecnica, 2005

[SSN, 2005/b]: Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, “*Contratto n.426 e atto aggiuntivo n.493 per la fornitura ed installazione, previa progettazione, di 21 sistemi di monitoraggio permanente della risposta sismica di altrettante strutture civili, ubicate nelle regioni di Calabria e Sicilia e Emilia-Romagna, compresi i correlati servizi di raccolta documentazione, rilievo caratteristiche meccaniche, modellazione ed analisi numerica, prove dinamiche, garanzia e manutenzione per un anno - Relazione di riepilogo sulle prove dinamiche e sulla correzione dei modelli numerici*”, relazione tecnica, 2005