

Università degli Studi di Bologna

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

D.I.C.A.M.

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

***CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE
-INDIRIZZO STRUTTURE-***

RIABILITAZIONE STRUTTURALE

**ANALISI SISMICA NON LINEARE DI
TELAI IN C.C.A. CON TAMPONAMENTI**

Tesi di Laurea di:

POMPA NICOLA

Relatore:

Chiar.mo Prof. Ing. A. BENEDETTI

Correlatore:

Dott. Ing. L. LANDI

Sessione I

Anno Accademico 2011-2012

*A mio padre Vittorio
e alla mia famiglia*

Indice

INTRODUZIONE	1
I TELAI TAMPONATI.....	5
Effetti della tamponatura.....	7
Collasso delle tamponature	13
Modelli in letteratura.....	17
Quadro normativo	19
<i>Decreto Ministeriale 14-01-2008 “Norme tecniche per le costruzioni”</i>	<i>19</i>
<i>Ordinanza P.C.M. n°3431 03-05-2005 “Ulteriori modifiche ed integrazioni all’O.P.C.M. n°3274 del 20-03-2003”</i>	<i>20</i>
<i>Eurocodice 8 UNI EN 1998-1:2005 “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”</i>	<i>22</i>
<i>Circolare N. 65 10/4/1997</i>	<i>24</i>
IL CASO DI STUDIO.....	29
Descrizione della struttura.....	30
<i>Geometria dell’edificio</i>	<i>30</i>
<i>Struttura portante.....</i>	<i>34</i>
<i>Materiali.....</i>	<i>36</i>
<i>Tamponamenti.....</i>	<i>37</i>
<i>Normativa.....</i>	<i>38</i>
Telaio esaminato	39
CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLA TAMPONATURA	43
Proprietà dei materiali costituenti	44
Modellazione del campione	44
Caratteristiche meccaniche.....	48

<i>Modulo elastico orizzontale</i>	48
<i>Modulo a taglio</i>	50
<i>Modulo elastico verticale</i>	53
<i>Valori adottati</i>	54
ANALISI DEI CARICHI	57
Pesi specifici	57
Solaio di interpiano.....	58
Solaio di copertura.....	60
Scala	62
Telaio	64
<i>Trave di interpiano</i>	64
<i>Trave di sottotetto</i>	66
<i>Trave di copertura</i>	68
Azione sismica.....	70
<i>Stati limite</i>	71
<i>Parametri sismici</i>	72
<i>Spettro di risposta elastico</i>	74
<i>Fattore di struttura</i>	78
<i>Spettro di progetto</i>	80
MODELLAZIONE	83
Ipotesi	84
Geometria del modello	85
<i>Elementi</i>	85
<i>Vincoli</i>	86
Materiali	88
<i>Caratteristiche elastiche</i>	88
Carichi	89

ANALISI STATICA EQUIVALENTE.....	91
Procedura	92
<i>Pesi di piano.....</i>	92
<i>Forze di piano</i>	97
Risultati	100
UNA MODELLAZIONE ALTERNATIVA	105
Benedetti, Pelà, Ramalho (2010)	106
<i>Caratteristiche geometriche delle molle</i>	106
<i>Leggi costitutive degli elementi a molla.....</i>	108
Modellazione.....	109
<i>Telaio</i>	111
INTRODUZIONE ALL'ANALISI NON LINEARE.....	115
L'analisi <i>push-over</i>	117
<i>Sistema SDOF</i>	117
<i>Sistema MDOF.....</i>	118
<i>Normativa.....</i>	120
Tecniche di modellazione	122
La modellazione a fibre.....	124
<i>Il modello a fibre in MIDAS Gen 2011</i>	126
LEGAMI COSTITUTIVI	129
Calcestruzzo	130
<i>Modello Kent & Park.....</i>	130
<i>Calcestruzzo non confinato</i>	133
<i>Calcestruzzo confinato</i>	134
Acciaio	140
<i>Modello Menegotto-Pinto</i>	140
Tamponatura	143

<i>Modello Drucker-Prager</i>	143
<i>Criteri di assegnazione del comportamento non lineare</i>	145
<i>Comportamento non lineare delle reticolari</i>	155
<i>Osservazioni</i>	159
<i>Modello tetralineare</i>	162
CALIBRAZIONE	165
Sezione	166
<i>Calcestruzzo ordinario</i>	167
<i>Calcestruzzo confinato</i>	170
Elemento.....	173
<i>Sezioni di integrazione</i>	174
Sezioni a fibre create	176
ANALISI MODALE	181
Modi di vibrare	182
<i>Risultati</i>	183
ANALISI PUSHOVER	185
Distribuzione delle forze di <i>push-over</i>	187
<i>Distribuzione uniforme</i>	188
<i>Distribuzione proporzionale al modo di vibrare fondamentale</i>	191
Casi di carico	193
<i>Carichi permanenti</i>	193
<i>Carichi variabili</i>	194
<i>Azione di spinta</i>	195
Modellazione	196
<i>Indeformabilità dei nodi</i>	196
<i>Condizione di interfaccia</i>	196
Pushover: profilo di spinta proporzionale al modo di vibrare fondamentale ..	199

Pushover: profilo di spinta proporzionale alle masse di piano	202
IL MODELLO A BIELLA EQUIVALENTE	205
Modelli presentati.....	207
<i>Papia, Cavaleri, Fossetti</i>	207
<i>Al-Chaar</i>	215
<i>Panagiotakos, Fardis</i>	224
Modellazione delle bielle	226
<i>Geometria e vincoli</i>	226
<i>Modello tetralineare</i>	229
<i>Telaio</i>	231
Pushover.....	235
BIBLIOGRAFIA.....	239

INTRODUZIONE

Dopo le strutture in muratura, le strutture intelaiate in cemento armato sono la tipologia strutturale più presente nel territorio italiano, la più diffusa negli ultimi decenni. Per tali strutture è prevista la presenza di tamponamenti, soprattutto nei telai esterni e, in alcuni casi, anche su alcuni telai interni.

Già a partire dagli anni sessanta numerosi studi sono stati dedicati all'analisi dell'influenza dei tamponamenti nelle strutture a telaio. In tale ambito si ricordano gli studi sperimentali di Holmes (1961), Stafford Smith (1966), Stafford Smith e Carter (1969) e Mainstone (1971). Tali studi sono stati la base per successivi ricercatori che negli anni, grazie ad un interesse crescente della comunità scientifica nei confronti della materia, hanno sviluppato numerosi modelli più o meno sofisticati. Le indagini sperimentali e analitiche mostrano che i risultati ottenuti dai vari ricercatori sono differenti. Questo si spiega col fatto che il fenomeno è fortemente influenzato da numerosissimi fattori, come la geometria, le proprietà meccaniche e la tecnica realizzativa del tamponamento, le caratteristiche del telaio, l'intensità dei carichi verticali, il tipo di prova sperimentale condotta.

Nonostante sia comprovato che la presenza di tamponamenti alteri la risposta strutturale in presenza di forzanti orizzontali, è pratica comune non considerare i tamponamenti come elementi strutturali, ignorandone resistenza e rigidezza.

Il lavoro che verrà presentato consiste in uno studio riguardante il comportamento di telai tamponati in conglomerato cementizio armato soggetti all'azione sismica con lo scopo di individuare una modellazione che tenga in conto il contributo dei pannelli di tamponatura in fase di progetto e in fase di valutazione dell'edificio.

Lo studio è stato condotto attraverso l'analisi di una situazione reale (Capitolo 2), un edificio sito a L'Aquila e danneggiato dal sisma del 2009. Da tale edificio viene studiato un telaio.

Viene eseguito uno studio sulla tamponatura (Capitolo 3), creando, tramite software di calcolo, un modello agli elementi finiti rappresentante un campione di muratura e sottoponendolo a compressione e taglio, in modo da ottenere i parametri meccanici.

Successivamente (Capitolo 5) si passa alla modellazione del telaio, attraverso elementi *beam*, e della tamponatura attraverso elementi *plate*; tutti i materiali vengono considerati elastici lineari e si effettua un'analisi statica equivalente preliminare (Capitolo 6) allo scopo di avere una stima qualitativa degli effetti del tamponamento.

Per effettuare un calcolo non lineare è stato necessario ricorrere ad una modellazione alternativa del tamponamento (Capitolo 7); questo viene modellato mediante una reticolare di elementi *truss*, ovvero aste incernierate.

Il passo successivo consiste nell'assegnare il comportamento non lineari ai vari materiali (Capitolo 9). Per quanto riguarda gli elementi del telaio, la non linearità viene conferita attraverso una modellazione a fibre della sezione: per il calcestruzzo si farà riferimento al modello di Kent & Park, tenendo in conto anche l'effetto del confinamento, mentre all'acciaio viene assegnato il modello Menegotto-Pinto. Per quanto riguarda la tamponatura, la definizione delle cerniere plastiche a sforzo normale da assegnare alle varie aste della reticolare viene

condotto facendo in modo che la reticolare, nel suo complesso, abbia un comportamento alla Drucker-Prager.

Il numero di fibre e il numero di punti di integrazione da adottare vengono definiti attraverso una procedura di calibrazione eseguita su un pilastro (Capitolo 10).

Prima di effettuare l'analisi pushover, si esegue un'analisi modale (Capitolo 11), allo scopo di studiare i modi di vibrare significativi dei telai oggetto di studio.

Le forme modali risultano necessarie nella definizione delle distribuzioni di forze da adottare in fase di spinta (Capitolo 12). Dalle analisi pushover si ricavano le curve di capacità dei telai, che verranno poi confrontate con le curve di capacità relative al telaio nudo.

Infine si confronta la modellazione sviluppata, con un macromodello semplificato (Capitolo 13) sostituendo ai pannelli della tamponatura delle bielle lungo le diagonali dei singoli *frames*.

Capitolo 1

I TELAI TAMPONATI

In Italia, come in molti altri Paesi, i telai in conglomerato cementizio armato rappresentano la tipologia costruttiva più largamente diffusa negli ultimi cinquant'anni, e pertanto, costituiscono una parte rilevante del nostro patrimonio edilizio.

Molti di questi edifici, in particolar modo quelli realizzati dal secondo dopoguerra a metà degli anni settanta, sono stati progettati con nessuno o scarso riguardo nei confronti delle forze laterali indotte dai terremoti. Infatti le prime normative sismiche si ebbero solo dal 1975 ed erano valide nelle regioni italiane riconosciute come zone sismiche. E' quindi evidente come strutture a telaio in cemento armato costruite in diversi periodi e in diverse zone del territorio italiano posseggano caratteristiche estremamente diverse, sia in termini di resistenza che in termini di duttilità.

Numerosi studi condotti su edifici realizzati prima dell'introduzione di adeguati codici di progettazione sismica hanno mostrato la vulnerabilità di tali strutture sotto l'azione dei carichi orizzontali. Le carenze riscontrate sono dovute all'adozione di dettagli costruttivi inadeguati e, più in generale, alla mancanza di

principi di gerarchia delle resistenze in fase di progettazione. In tali costruzioni, le tamponature assumono un ruolo di rilievo nella comprensione del comportamento globale della struttura.

Effetti della tamponatura

I tamponamenti sono pannelli di chiusura costituiti nella maggior parte dei casi in laterizio leggero e realizzati a contatto con gli elementi strutturali, senza giunti di separazione né connettori che garantiscano un collegamento affidabile con lo scheletro del telaio. Per questi motivi, nella pratica progettuale e nelle Normative, i tamponamenti sono stati considerati come elementi non strutturali, adducendo la considerazione che trascurare il loro contributo in rigidezza e resistenza si traduca in una progettazione a favore di sicurezza.

L'osservazione dei danni causati da terremoti in occasione di eventi sismici recenti indica che la presenza di pannelli di chiusura modifica radicalmente la risposta del telaio sotto carichi orizzontali; inoltre, a seconda delle loro caratteristiche meccaniche, della loro distribuzione all'interno del telaio e dell'interazione con gli elementi resistenti circostanti, gli effetti indotti possono essere molto discordanti.

Innanzitutto le tamponature conferiscono un generale aumento di rigidezza, accompagnato da un incremento di resistenza del sistema e ad un sostanziale apporto nella capacità dissipativa dell'edificio riducendo notevolmente le sollecitazioni nello scheletro portante.

Occorre, però, anche tener presente che la tamponatura provoca una modifica della risposta dinamica elastica: l'aumento di rigidezza implica una riduzione del periodo fondamentale della struttura, determinando così maggiori ordinate spettrali e quindi un incremento delle forze d'inerzia orizzontali indotte dal terremoto.

Inoltre la tamponatura ha un comportamento fragile e questo va ad influenzare la risposta in campo non elastico: quando si verifica la crisi del tamponamento, si avrà una rottura fragile, ovvero istantanea, quindi la quota parte dell'azione sismica fino a quel momento assorbita dalla tamponatura, si scaricherà

istantaneamente sugli elementi del telaio, con il rischio di un collasso improvviso della struttura.

Un aspetto importante è dato dall'interazione tra il telaio e il tamponamento durante l'evento sismico: in funzione dell'interazione tra gli elementi portanti e i pannelli di tamponatura, ed anche in relazione con la severità dell'azione sismica, le risposte degli edifici in cemento armato tamponati possono essere le più varie e per questo difficilmente prevedibili.

Il fenomeno dell'interazione è governato da numerosi fattori, come la geometria del sistema, le caratteristiche meccaniche dei materiali della tamponatura e del telaio e soprattutto dalla distribuzione dei tamponamenti all'interno della struttura. In base a tali parametri dipenderanno l'entità e la bontà degli effetti indotti dalla presenza dei tamponamenti.

Infatti in caso di una distribuzione regolare, l'incremento di sollecitazioni su travi e pilastri dovuto all'effetto locale di interazione telaio-tamponamento è minore rispetto alla benefica riduzione della sollecitazione a livello globale.

Si incontrano spesso casi di edifici in cemento armato che hanno resistito in maniera adeguata ad un'azione sismica proprio grazie ai tamponamenti. Questi, se ben distribuiti riducono l'entità degli spostamenti in sommità di circa un ordine di grandezza, incrementano la resistenza ai carichi orizzontali di circa quattro volte e consentono la dissipazione di una grande quantità di energia che può raggiungere il 50% dell'azione sismica. Il contributo offerto dai tamponamenti è reso evidente in dal classico aspetto della lesione a "X" della muratura, che evidenzia una rottura a taglio per carico ciclico (figg. 1.1-2). Nel complesso, pur avendo perso la funzionalità, l'edificio ha evitato il collasso e il danneggiamento strutturale.



Figura 1.1 - *Lesione nel tamponamento*



Figura 1.2 - *Lesione nel tamponamento*

Se la distribuzione delle tamponature non è regolare, il comportamento strutturale può peggiorare decisamente. Quando nell'edificio sono presenti pochi pannelli sparsi e robusti, le concentrazioni di sforzi dovute all'effetto di interazione locale prevalgono rispetto alla riduzione globale di sollecitazione; a causa di ciò i pilastri e le travi adiacenti ai pannelli possono andare in crisi prima di quando avverrebbe per la struttura nuda. Un esempio sono le rotture fragili a taglio di elementi portanti in zone inattese a causa della presenza di aperture irregolari nelle

tamponature, o per tamponature parziali, tipo “pilastro corto”, che avvengono soprattutto nel caso di muratura molto resistente e pilastri con scarsa resistenza a taglio (fig. 1.3). In tale ambito ricadono anche le plasticizzazioni dei pilastri per la presenza di un notevole sforzo di trazione generato dall’interazione con la tamponatura (fig.1.4)



Figura 1.3 - “Pilastro corto”



Figura 1.4 - Plasticizzazione del pilastro

Quando la distribuzione planimetrica dei pannelli murari è irregolare, il comportamento della struttura viene modificato: la non coincidenza tra centro di massa e centro delle rigidità produce delle vibrazioni prevalentemente torsionali non trascurabili, con considerevoli incrementi di sollecitazione sugli elementi più eccentrici.

Infine quando si ha una distribuzione molto irregolare in alzata dei tamponamenti, con assenza di questi soprattutto nei piani inferiori, si verifica una concentrazione dello sforzo nei pilastri di tali piani con conseguente formazione di cerniere plastiche alle estremità (figg. 1.5-6); si innesca così un meccanismo di piano debole, estremamente pericoloso.



Figure 1.5-1.6 - *Meccanismo di piano debole*

La risposta della struttura può modificarsi anche a causa del distacco del tamponamento dal telaio con fuoriuscita dal piano dovuto alla scarsa rigidezza fuori dal piano e alla cattiva connessione (figg. 1.7-8)



Figure 1.7-1.8 - *Espulsione del tamponamento dalla struttura*

In sostanza si comprende come, in entrambi i casi di contributo negativo o positivo, risulta fondamentale approcciare il problema secondo un'ottica diversa, modificando la pratica tradizionale che non considera i tamponamenti tra gli elementi strutturali. Così facendo si potrà prevedere la risposta degli edifici con una miglior approssimazione di quanto fatto finora. Nel caso di contributo negativo, infatti, è importante intervenire per evitare che danneggiamenti alle murature comportino danneggiamenti più gravi alle strutture; nel caso di contributo positivo, invece, la pratica di realizzare tamponamenti potrebbe essere usata come sistema per migliorare la risposta sismica degli edifici, specie avendo cura di realizzare murature di buona qualità, distribuite in pianta e in alzato in modo da non generare bruschi cambi di rigidità e resistenza tra un piano e l'altro.

Collasso delle tamponature

Dall'osservazione dei danni provocati da eventi sismici su telai esistenti, ma soprattutto grazie alle ricerche sperimentali di molti ricercatori che hanno testato telai ad una campata con tamponamenti in muratura soggetti a forze laterali o a spostamenti imposti alla sommità del telaio, si sono individuate le modalità di collasso dei pannelli murari.

È ragionevole pensare che, per valori modesti di forze orizzontali, gli elementi di calcestruzzo armato e i pannelli in muratura di una struttura intelaiata restino in sostanza a contatto gli uni con gli altri. Per bassi livelli di azioni laterali il telaio e la tamponatura si comportano quindi in un modo totalmente unitario, come una parete strutturale con elementi di contorno: gli elementi del telaio, a contatto con la tamponatura, sono soggetti essenzialmente a sforzi assiali, mentre il pannello della tamponatura ha un funzionamento a taglio. La validità di tale assunzione è in realtà pregiudicata dall'aderenza davvero modesta che si instaura tra gli elementi in calcestruzzo e pannello, specialmente nel caso in cui costruendo la tamponatura dopo l'indurimento del calcestruzzo non si ricorra ad appositi connettori. Inoltre con l'aumento delle deformazioni laterali il comportamento della struttura diventa molto più complesso a causa del tentativo del telaio di deformarsi a flessione, mentre il pannello cerca di deformarsi a taglio.

Il risultato è il distacco del pannello dalla maglia strutturale, accompagnato da un certo scorrimento relativo sia nel senso orizzontale sia nel senso verticale. Questa separazione avviene su tutti i lati ad eccezione dell'angolo in cui viene applicato il carico e dell'angolo opposto (fig. 1.9). A seguito della separazione, negli elementi del telaio, oltre alle sollecitazioni assiali, intervengono anche importanti sollecitazioni flessionali. Nello stesso tempo, il funzionamento a taglio del pannello si trasforma nel funzionamento a puntone equivalente disposto secondo la diagonale della tamponatura: gli sforzi prevalenti nel muro sono adesso le tensioni normali di compressione che viaggiano tra gli angoli caricati, rimasti a

contatto col telaio; viceversa, gli sforzi di taglio perdono importanza anche per le lesioni inclinate che si formano nel pannello al crescere dei carichi, che all'invertirsi delle azioni assumono la classica forma a X.

La parte di muratura intorno alla diagonale compressa tra i due angoli che rimangono collegati al telaio risulta compressa, mentre il resto è scarico.

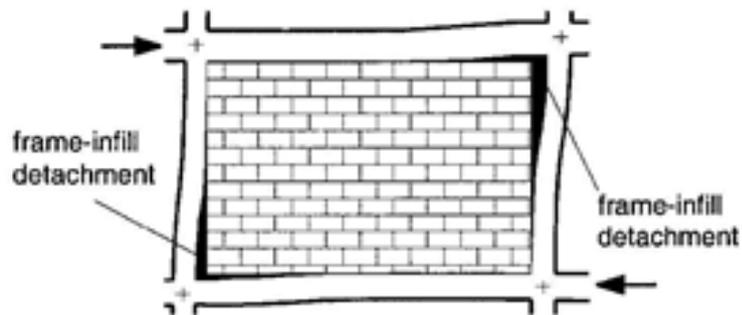


Figura 1.9 - Distacco tra telaio e tamponatura sotto carico orizzontale

Una volta avvenuto il distacco, se il carico continua ad aumentare, allora il tamponamento collassa. I meccanismi di rottura che si osservano in laboratorio sono molto vari, ma possono essere ricondotti ad alcuni modi fondamentali. I più riconoscibili sono:

a) Trazione diagonale

Se il telaio è molto resistente, esso è in grado di trasmettere sollecitazioni elevate al tamponamento; nella muratura si formeranno allora una serie di fessure dirette secondo la diagonale compressa. Questa fessurazione può avvenire attraverso giunti e mattoni o solo attraverso i giunti. (fig. 1.10).

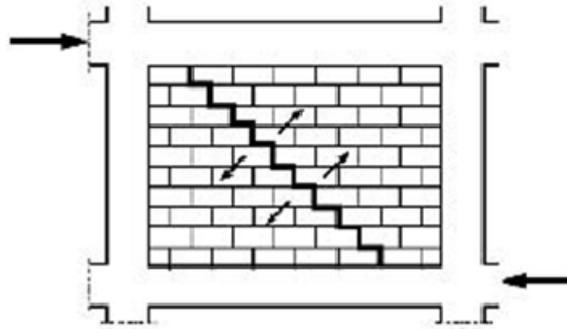


Figura 1.10 - *Rottura per trazione diagonale*

b) Scorrimento

Nel caso di muratura molto debole, con una resistenza a taglio bassa, può verificarsi una rottura in direzione orizzontale dei letti di malta tra i blocchi (fig. 1.11).

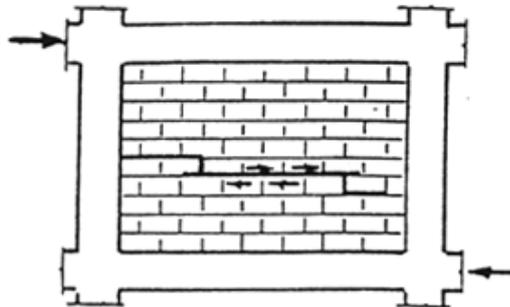


Figura 1.11 - *Rottura scorrimento*

c) Compressione della tamponatura negli angoli di contatto con il telaio.

Se il telaio è fragile le forze che esso riesce a trasmettere ancora al tamponamento sono esigue, pertanto la rottura avviene per schiacciamento locale degli angoli compressi (fig. 1.12).

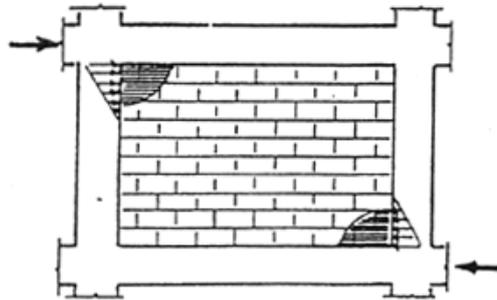


Figura 1.12 - *Rottura per schiacciamento degli angoli compressi*

d) Compressione diagonale della tamponatura

In caso di telaio molto flessibile e pannelli debolmente resistenti a compressione si presenteranno fessurazioni nella zona centrale del pannello.

e) Taglio delle colonne

E' il caso di una struttura progettata in modo errato, cioè con un tamponamento molto resistente contenuto da un telaio fragile. Il collasso avviene per crisi a taglio prematura delle colonne o dei nodi, nei punti di contatto con la muratura.

Modelli in letteratura

Come descritto, la pratica comune progettuale consiste nell'ignorare il contributo in termini di resistenza e rigidità che gli elementi non strutturali, come le tamponature, possono offrire alla struttura. Le considerazioni fatte finora mostrano però che le tamponature governano attivamente la risposta sismica dei telai, pertanto è necessario modificare tale approccio e introdurre nella modellazione del sistema anche i pannelli murari di tamponamento.

Di conseguenza, oltre agli elementi strutturali portanti, nella concezione del modello matematico della struttura occorrerà tener presente anche la presenza dei tamponamenti. Si ha quindi il problema di individuare un modello che rappresenti in maniera adeguata e abbastanza semplice il tamponamento. Problema di non semplice soluzione, per diverse ragioni:

- le caratteristiche disomogenee e anisotrope della muratura, che rende difficile definire un legame sforzo-deformazione univoco;
- la complessità del fenomeno del degrado delle proprietà meccaniche dovuti a cicli di carico-scarico di un materiale disomogeneo e anisotropo;
- difficoltà per quanto riguarda la valutazione di alcuni importanti parametri, come le condizioni di interfaccia tra pannello e telaio o la bontà della manodopera;
- notevole quantità e variabilità dei parametri che governano il comportamento.

Fortunatamente l'argomento ha goduto di un interesse notevole da parte della comunità scientifica, che ha prodotto una ricca serie di trattazioni e studi. A tal proposito si ricordano gli studi di Holmes (1961), Stafford Smith (1966), Stafford Smith e Carter (1969), Mainstone (1971), Klingner e Bertero (1978), Decanini *et al.* (1993), Durrani e Luo (1994), Panagiotakos e Fardis (1996), Madan *et al.* (1997), Papia *et al.* (2003).

Tutti i lavori pubblicati hanno come punto di partenza esperienze sperimentali, ovvero prove pseudo-dinamiche su campioni tamponati: telai a più campate

realizzati in scala oppure telai singoli di dimensioni reali. I risultati ottenuti, riguardanti la caratterizzazione della risposta sotto forzanti orizzontali, mostrano innanzitutto una grande dispersione dei valori; ciò a testimonianza del fatto che il fenomeno è fortemente influenzato da numerosissimi fattori, come la geometria, le proprietà meccaniche e la tecnica realizzativa del tamponamento, le caratteristiche del telaio, l'intensità dei carichi verticali, il tipo di prova sperimentale condotta.

Tuttavia i modelli analitici sviluppati e presenti in letteratura possono essere raggruppati in due gruppi sulla base del tipo di simulazione impiegata:

- *micromodelli*: includono i modelli che utilizzano una rappresentazione dettagliata agli elementi finiti di ogni pannello; vengono proposti principalmente per lo studio di fenomeni locali, in quanto la loro applicazione per lo studio globale di un organismo edilizio richiederebbe un onere computazionale eccessivo. Con questi modelli viene analizzato il comportamento di maglie strutturali con tamponature distribuite in modo irregolare in elevazione, oppure per valutare la riduzione di rigidità nel caso in cui il tamponamento presenti aperture come porte, finestre o luci.
- *macromodelli* (o modelli fisiologici): consistono in modelli semplificati, basati sulla comprensione del comportamento complessivo del tamponamento; in questo caso il pannello è simulato attraverso alcuni elementi che ne riproducono gli effetti a grande scala.

In questa tesi si cercherà di studiare i tamponamenti sia attraverso un micromodello, in modo da comprendere al meglio il comportamento e gli effetti della tamponatura e successivamente si cercherà di coglierne gli effetti essenziali sviluppando un macromodello che offra uno strumento più pratico in ambito progettuale.

Quadro normativo

Dagli studi presentati in letteratura emerge l'importanza del ruolo che le tamponature, anche quelle non strutturali, assumono nel comportamento globale di un edificio soggetto a carichi laterali. Analizzando come i più recenti codici di progettazione sismica trattano questo argomento si nota che viene messa in evidenza l'importanza di tale contributo, ma non si indica come considerare i pannelli di muratura nello schema di calcolo strutturale.

Decreto Ministeriale 14-01-2008 “Norme tecniche per le costruzioni”

Riprendendo le direttive dell'Ordinanza P.C.M. n°3431 03-05-2005, l'attuale normativa italiana non riporta indicazioni specifiche che permettano di tenere in conto le tamponature nella risposta sismica degli edifici, pur riconoscendo ad essi un ruolo importante per il comportamento delle strutture.

Al paragrafo 7.2.2, “Caratteristiche generali delle costruzioni - Regolarità” si riportano le condizioni secondo le quali una struttura è definita regolare.

Tra i vari criteri di *regolarità in pianta*, la norma indica una “*configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di massa e rigidezza*”.

Tra i criteri di *regolarità in altezza* la norma indica che “*i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si devono estendere per tutta l'altezza della costruzione*” e che “*massa e rigidezza devono restare costanti o variare gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione*”.

Non vengono menzionate direttamente le tamponature, ma si fa riferimento la rigidezza tra i parametri che determinano la regolarità del sistema.

Nel paragrafo 7.2.3 “Criteri di progettazione di elementi strutturali ‘secondari’ ed elementi non strutturali” viene detto, in merito agli elementi non strutturali, che *“Con l’esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danno a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l’azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.*

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l’eccentricità accidentale.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in altezza, deve essere valutata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando di un fattore 1,4 le azioni di calcolo per elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti.”

E’ possibile notare come, per tener conto di tali effetti, non venga proposto un modo per introdurre le tamponature all’interno della modellazione, ma semplicemente si introduce un fattore di amplificazione delle sollecitazioni derivanti da un’analisi sismica condotta senza tener conto dei pannelli murari presenti.

Ordinanza P.C.M. n°3431 03-05-2005 “Ulteriori modifiche ed integrazioni all’O.P.C.M. n°3274 del 20-03-2003”

L’Ordinanza, al paragrafo 4.4 “Modellazione della struttura” stabilisce la necessità di considerare nel calcolo i pannelli di tamponatura in grado di offrire

una rigidezza ed una resistenza significativa. *“Il modello della struttura su cui verrà effettuata l’analisi dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidezza effettiva considerando, laddove appropriato (come da indicazioni specifiche per ogni tipo strutturale), il contributo degli elementi non strutturali”.*

Tuttavia vengono comunque indicate misure cautelative da adottare in presenza di tamponamenti irregolari in pianta e altezza (paragrafo 5.6.2 *“Irregolarità provocate dai tamponamenti”*), ripresi successivamente anche nel D.M. 2008.

In aggiunta, al punto 5.6.3 *“Effetti locali”* si stabilisce che *“Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l’intera altezza dei pilastri adiacenti, gli sforzi di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento dovranno essere calcolati utilizzando la relazione*

$$V = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rp}^s + M_{Rp}^i}{l_p} \quad (1.1)$$

Dove l’altezza ‘ l_p ’ sarà assunta pari alla parte di pilastro priva di tamponamento. L’armatura risultante dovrà essere estesa per una zona pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento. Nel caso in cui l’altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, dovranno essere utilizzate armature bi-diagonali.

Nel caso precedente e nel caso in cui il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l’armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro [...] dovrà essere estesa all’intera altezza del pilastro”.

Al punto 5.6.4 *“Limitazioni dei danni ai tamponamenti”* si stabilisce che *“in zone sismiche 1,2,3 [...] dovranno essere adottate misure atte ad evitare collassi fragili e prematuri dei pannelli di tamponamento esterno e la possibile espulsione di elementi di muratura in direzione perpendicolare al piano del pannello.”*

Eurocodice 8 UNI EN 1998-1:2005 “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”

Al paragrafo 1.5.2 viene data la definizione di elemento non strutturale, ovvero *“elemento, sistema o componente (architettonico, meccanico od elettrico) che o a causa della mancanza di resistenza o per il tipo di connessione con la struttura non può essere considerato nel progetto sismico come elemento capace di sopportare carico”*. Tale definizione escluderebbe di fatto le tamponature, che quindi non possono essere trattate come elementi non strutturali, perché dotate di resistenza meccanica significativa ed essendo in genere connesse alla struttura portante.

Per quanto riguarda la modellazione il punto 2.2.4.1 “Progetto”, recita: *“L’analisi deve essere condotta con un modello strutturale adeguato che, quando necessario, sia in grado di tenere in conto della deformabilità del terreno e delle parti non strutturali”*. Nella sezione 4.3 “Analisi strutturale”, il paragrafo 4.3.1 prescrive che *“il modello di edificio deve rappresentare adeguatamente la distribuzione delle rigidità e della massa al fine di tenere in adeguato conto le forze d’inerzia e gli assetti deformati significativi. Il modello di norma deve tener conto della deformabilità delle regioni nodali e vanno considerati gli elementi non strutturali che possono influenzare la risposta degli elementi strutturali”*.

Nel paragrafo 4.6.3 vengono definite, così come è stato fatto nelle norme italiane, delle *“Misure supplementari nel progetto delle strutture tamponate”*. Tali prescrizioni dispongono di valutare gli effetti che le tamponature inducono sulla regolarità in pianta e in elevazione e sulla variazione di rigidità tra piano e piano.

Quando le tamponature in muratura non sono regolarmente distribuite, ma non in modo tale da costituire una grave irregolarità in pianta, queste irregolarità possono essere prese in considerazione attraverso l’aumento di un fattore 2 degli effetti delle eccentricità accidentali.

Invece, in caso di gravi irregolarità in pianta dovrebbero essere utilizzati modelli spaziali per l'analisi della struttura. Le tamponature devono essere incluse nel modello e si deve eseguire un'analisi di sensibilità per quanto riguarda la posizione e le proprietà dei riempimenti. Particolare attenzione deve essere prestata alla verifica degli elementi strutturali sui lati flessibili del piano (cioè più lontana dal lato dove si concentrano le tamponature) nei riguardi degli effetti torsionali causati dai pannelli. Tamponamenti con più di una significativa apertura o perforazioni (ad esempio una porta e una finestra, ecc.) devono essere trascurati nel modello analitico.

Se ci sono irregolarità notevoli in elevazione (ad esempio la riduzione drastica di tamponature in uno o più piani rispetto agli altri), gli effetti dell'azione sismica negli elementi verticali dei rispettivi piani deve essere aumentato. Se non viene utilizzato un modello più preciso, gli effetti dell'azione sismica possono essere amplificati con un fattore η definito come segue:

$$\eta = \left(1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\Sigma V_{Sd}} \right) \leq q \quad (1.2)$$

dove:

- ΔV_{Rw} è la riduzione totale della resistenza di pareti in muratura, al piano in questione, rispetto al piano più tamponati sopra di esso;
- ΣV_{Sd} è la somma delle forze di taglio sismiche che agiscono su tutti gli elementi verticali strutturali del piano in questione.

Se l'espressione (1.2) porta a un fattore di ingrandimento η inferiore a 1,1, non c'è necessità di modificare gli effetti dell'azione.

Per i pilastri, al paragrafo 5.9, vengono stabilite altre prescrizioni più restrittive contro gli effetti locali, sostanzialmente simili a quelle presenti nel D.M. 2008.

Circolare N. 65 10/4/1997

La Circolare n.65 del 10/4/1997 riporta le istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al Decreto Ministeriale del 16 gennaio 1996. Nonostante sia una norma antecedente, risulta essere decisamente più esaustiva sull'argomento rispetto le successive. In particolare l'Allegato 2 "Interazione fra telai e pannelli murari di tamponatura", viene proposto una modellazione dell'elemento tamponatura all'interno delle strutture e le verifiche da soddisfare.

Condizioni di validità

La Circolare assegna alcune condizioni di validità alla modellazione proposta:

- a) Il telaio deve essere costituito da elementi di cemento armato adeguatamente collegati fra loro nei nodi ed aderenti alla tamponatura. Questa deve essere efficacemente collegata all'intelaiatura in modo che ne sia assicurato il contatto e quindi l'aderenza tale da garantire la trasmissione di sforzi normali e taglienti oltre all'inamovibilità.
- b) Il rapporto h/l fra i lati del pannello murario deve essere compreso di norma tra 0,5 e 2,0;
- c) Il rapporto h/t fra l'altezza e lo spessore (snellezza) del pannello murario non deve essere superiore a 20;
- d) Nel pannello di tamponatura non devono essere presenti aperture, salvo che queste siano delimitate da intelaiature in cemento armato atte a ricostituire la continuità dei due tratti delle diagonali di muratura come in seguito esposto.

Inoltre, secondo la Circolare devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

- a) il pannello deve essere contenuto nel piano medio del telaio;
- b) le caratteristiche meccaniche dei materiali e gli spessori siano tali da rendere soddisfatte le verifiche di resistenza. In particolare sono da escludere le pareti in foglio, o costituite da elementi con percentuale di foratura superiore a 45%;
- c) venga assicurato il contatto con la struttura di cemento armato;

- d) siano assenti aperture, a meno che le aperture siano adeguatamente riquadrate;
- e) il pannello deve avere resistenza all'azione sismica ortogonale al proprio piano riferimento ad una maglia di telaio interagente con un pannello murario in essa contenuto ed avente

Valutazione della deformabilità laterale

Il modello proposto dalla Circolare ritiene che l'effetto delle tamponature possa essere sufficientemente approssimato considerando il funzionamento di un puntone diagonale equivalente (fig. 1.13), di spessore t pari a quello del pannello murario e larghezza s pari a 1/10 della lunghezza d della diagonale.

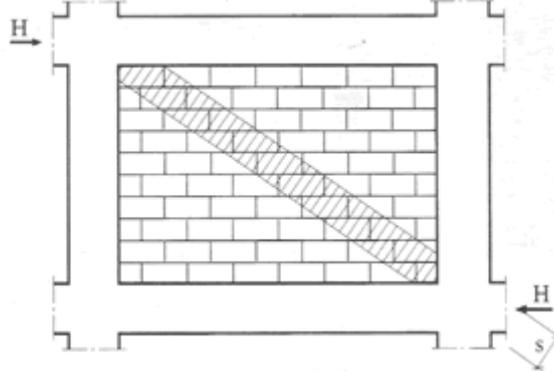


Figura 1.13 - Biella equivalente

Ogni puntone dovrà avere una rigidezza assiale equivalente pari a:

$$\left(\frac{EA}{d} \right)_{eq} = 0,1 \cdot E_m \cdot t \quad (1.3)$$

Meccanismi di rottura dei pannelli murari

Sono previste 3 modalità di crisi, già descritte al paragrafo 1.2:

- a) rottura per scorrimento orizzontale dovuto alle tensioni tangenziali agenti nella zona centrale della tamponatura;
- b) rottura diagonale per trazione, dovuta alle tensioni di trazioni inclinate, agenti anch'esse nella zona centrale della tamponatura;
- c) rottura per schiacciamento locale degli spigoli della tamponatura dovuta alla concentrazione delle forze orizzontali di interazione trasmesse dal telaio

Verifiche della tamponatura

La Circolare impone le verifiche alle tre modalità di rottura.

- a) Verifica a scorrimento orizzontale

$$H_0 \leq \frac{\tau_u}{\phi} \cdot l \cdot t \quad (1.4)$$

$$\text{con} \quad \tau_u = f_{vk0} \cdot \sqrt{1 + \frac{\left(0,8 \cdot \frac{h}{l} - 0,2\right)}{1,5 \cdot f_{vk0}} \cdot \frac{H_0}{l \cdot t}} \quad (1.5)$$

- b) Verifica a trazione diagonale

$$H_0 \leq \frac{f_{vk0}}{0,6 \cdot \phi} \cdot l \cdot t \quad (1.6)$$

- c) Verifica a compressione degli angoli

$$H_0 \leq 0,8 \cdot \frac{f_k}{\phi} \cdot \cos^2(\theta) \cdot \sqrt[4]{\frac{E_c}{E_m} \cdot I \cdot h \cdot t^3} \quad (1.7)$$

dove:

- H_0 è la forza sismica orizzontale agente sull'elemento di muratura (componente orizzontale della forza agente nel puntone equivalente), da valutare tenendo conto del coefficiente di struttura;

- f_{vk0} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di carichi verticali;
- f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;
- $\theta = \arctan\left(\frac{h}{l}\right)$ è l'angolo della diagonale del pannello rispetto l'orizzontale;
- ϕ è un fattore di riduzione delle tensioni pari a 1 per verifiche agli stati limite e pari a 2 per le tensioni ammissibili;
- E_m è il modulo elastico della muratura;
- E_c è il modulo elastico del calcestruzzo;
- I è il momento d'inerzia della sezione trasversale del pilastro, calcolato rispetto al suo asse ortogonale al piano della tamponatura (nel caso di pilastri con diversa sezione si assume il valore medio dei due momenti di inerzia).

La resistenza orizzontale che si assegna alla biella è quindi data dalla minore tra le tre espressioni (1.4), (1.6), (1.7).

Verifica della struttura di contenimento in cemento armato

Si raccomanda di tener conto delle variazioni di sforzo assiale nei pilastri calcolati nel modello con bielle.

Fondamentale è che la rottura a taglio dei pilastri non preceda quella dei pannelli murari. Ciascun pilastro adiacente ad un tamponamento dovrà quindi essere verificato per una forza tagliante pari a quella che gli compete, determinata attraverso la proiezione della (1.3), aumentata della forza orizzontale H_0 determinata per il pannello murario.

Inoltre i pilastri dovranno essere verificati anche per un'azione flettente pari a quella calcolata attraverso il modello e aumentata della quantità:

$$\Delta M = \frac{\pm H_0 \cdot h}{10} \quad (1.8)$$

Capitolo 2

IL CASO DI STUDIO

Il terremoto dell'Aquila del 2009 consta di una serie di eventi sismici, iniziati nel dicembre 2008, con epicentri nell'intera area della città, della conca aquilana e di parte della provincia dell'Aquila. La scossa principale, verificatasi il 6 aprile 2009 alle ore 3:32, ha avuto una magnitudo pari a 5,9 della scala Richter e 6,3 magnitudo momento (M_w), con epicentro alle coordinate geografiche $42^{\circ}20'51.36''N$ $13^{\circ}22'48.4''E$, ovvero nella zona compresa tra le località di Roio Colle, Genzano e Collefracido, interessando in misura variabile buona parte dell'Italia Centrale. Ad evento concluso il bilancio definitivo è di 309 vittime, oltre 1600 feriti e oltre 10 miliardi di euro di danni stimati.

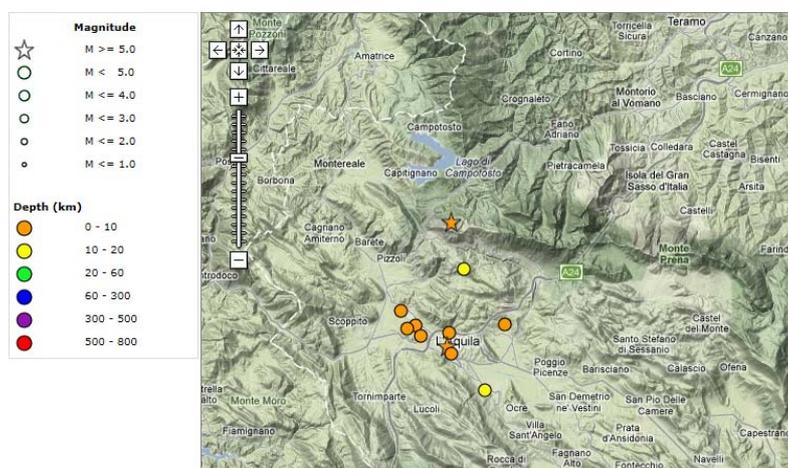


Figura 2.1 - Scosse con $M > 4$ registrate il 6 Aprile 2009 (fonte INGV)

Descrizione della struttura

Geometria dell'edificio

L'edificio in esame è una struttura isolata, realizzata nel settembre 1989 nella città di L'Aquila, località Pettino (fig 2.2) . La struttura presenta una pianta irregolare di dimensioni massime 20,85 x 10,50 m, ma simmetrica secondo una direzione (figg. 2.3-2.7) ed è costituita da 5 piani; di questi uno è semi-interrato, destinato principalmente ad uso garage e magazzino. Il piano terra, primo e secondo sono destinati alla civile abitazione e comprendono 3 alloggi. Il sottotetto, abitabile in parte, è adibito a deposito. Tutti i piani sono collegati attraverso un vano scala posizionato esternamente alla struttura.

Da entrambi i lati della dimensione maggiore sono presenti balconi, in corrispondenza del primo e secondo piano con aggetti di 1,5 m, e le gronde del tetto di aggetto pari a 1,65 m.



Figura 2.2 - *Panoramica dell'edificio*

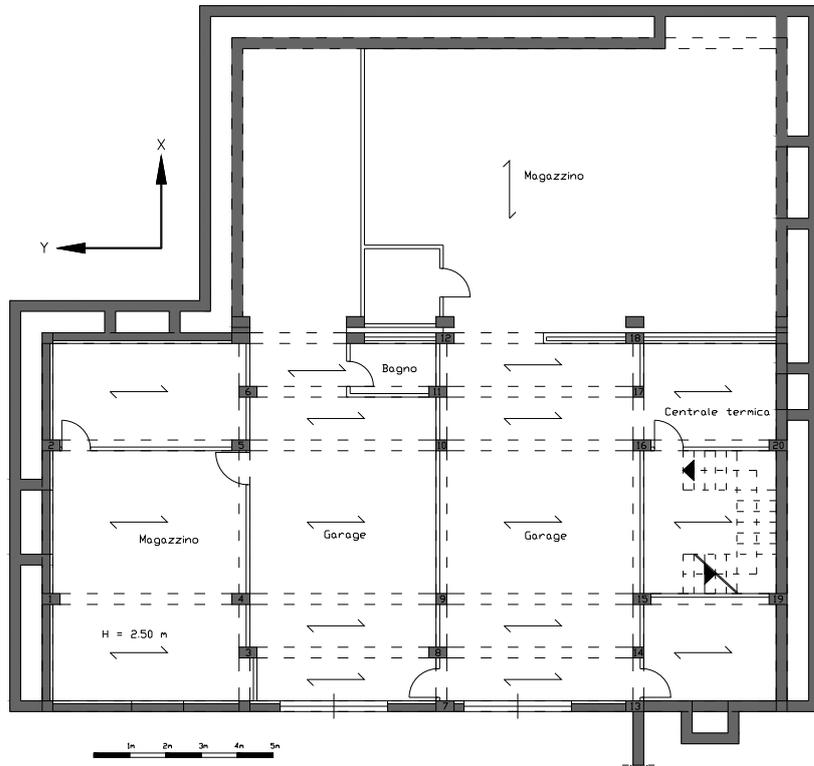


Figura 2.3 - Pianta piano seminterrato

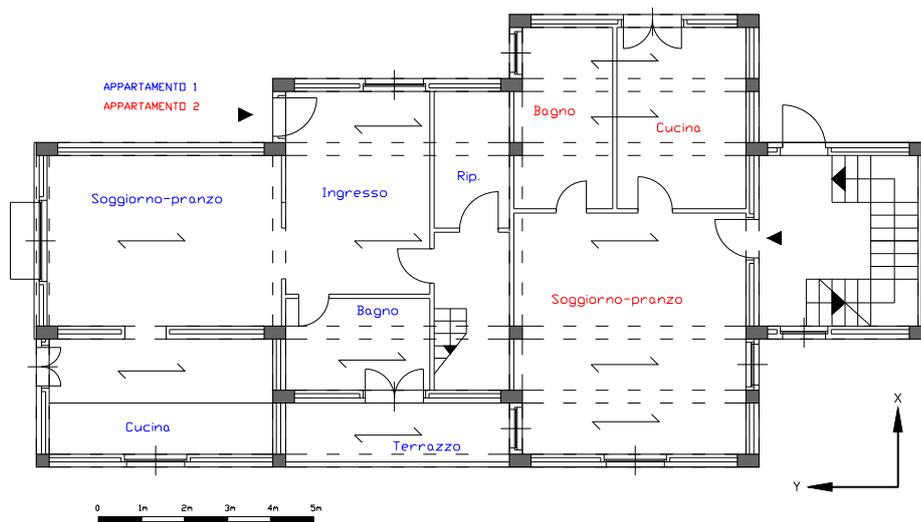


Figura 2.4 - Pianta piano terra

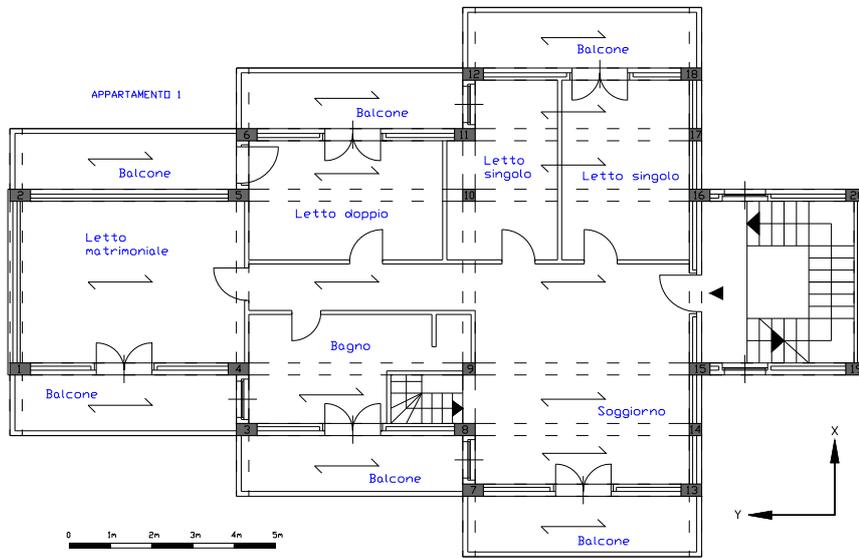


Figura 2.5 - Pianta piano primo

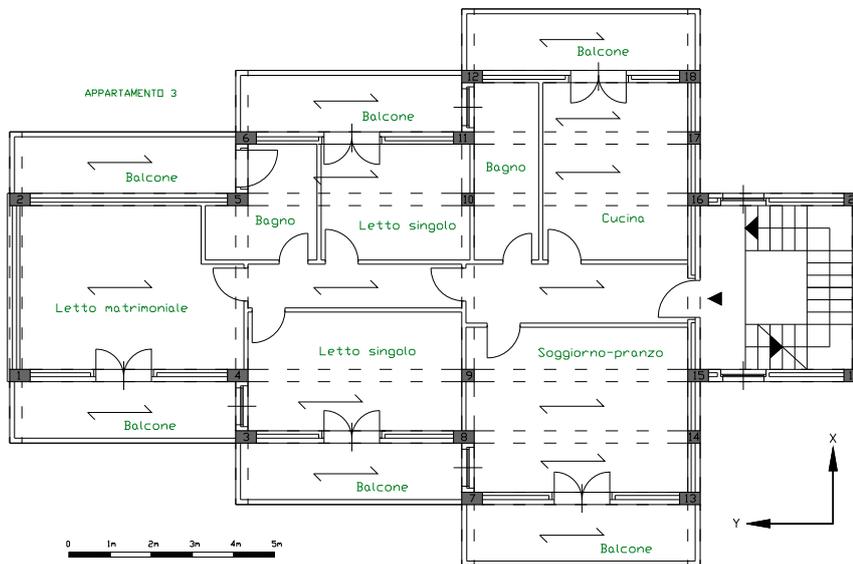


Figura 2.6 - Pianta piano secondo

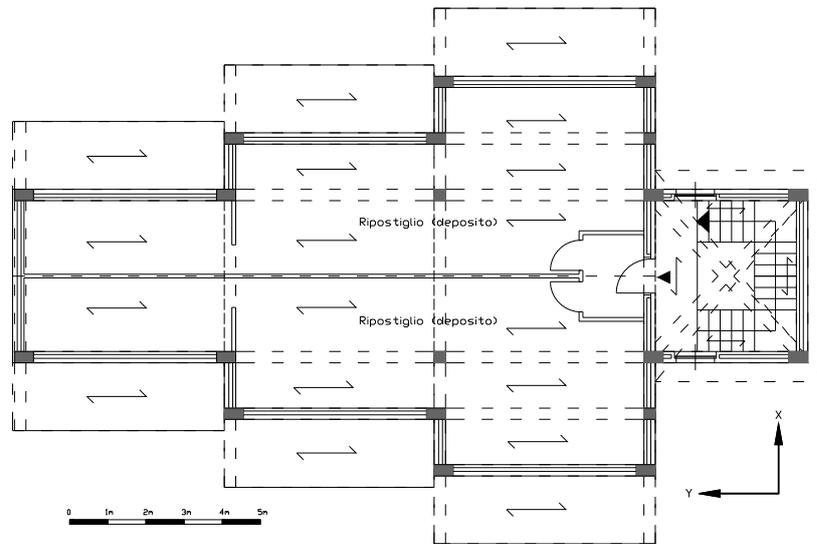


Figura 2.7 - Pianta piano sottotetto

Dal piano della fondazione, l'edificio si sviluppa per un'altezza massima di circa 18,50 m che si registra al colmo della copertura del vano scala. L'altezza del piano terra è pari a 3 m, mentre quella di interpiano è pari a 3,20 m; il sottotetto si trova ad una quota pari a 13 m dal piano di fondazione.

La copertura è a 2 falde con inclinazione di 20° con travi di colmo a quote variabili (16,30 m, 15,20 m, 14,60 m), mentre per il vano scala la copertura è a 4 falde inclinate di 36° .

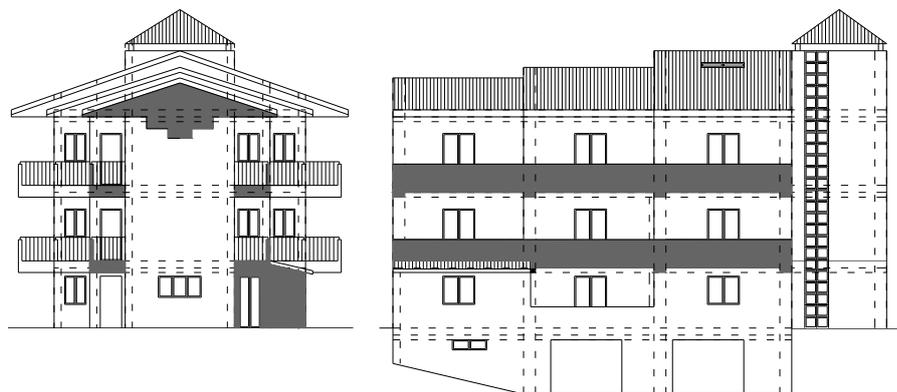


Figura 2.8 - Prospetti

Struttura portante

La struttura portante è costituita da telai composti da pilastri e travi in calcestruzzo armato; su questi scaricano i solai in latero-cemento. Non sono presenti pareti strutturali in grado di offrire resistenza a taglio sotto le azioni del sisma.

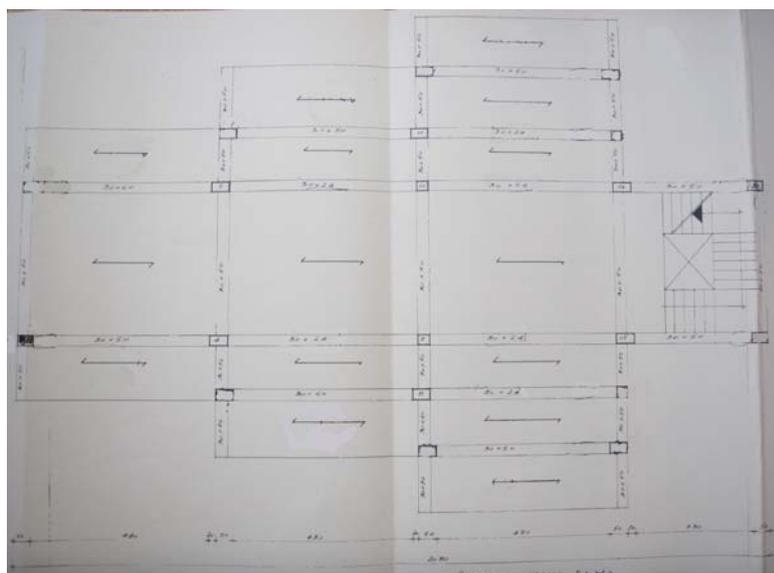


Figura 2.9 - *Pianta impalcato tipo*

La fondazione del fabbricato è realizzata mediante travi di larghezza 90 cm e altezza 90 cm, in corrispondenza dei telai principali e secondari.

La costruzione è sorretta da 20 pilastri di sezione costante lungo tutta l'altezza. La maggior parte dei pilastri ha sezione rettangolare 30x50 cm, con il lato maggiore orientato nella direzione longitudinale Y; mentre 4 pilastri (i due pilastri interni 9, 10 e i pilastri 14, 17) hanno sezione quadrata 30x30 cm. Anche l'armatura rimane costante per tutta l'altezza: i pilastri rettangolari 30x50 sono armati con 18 ϕ 16, mentre i pilastri quadrati con 16 ϕ 16; per entrambi i pilastri sono previste staffe ϕ 8 ogni 15 cm racchiuse attorno alle barre di armatura longitudinale e ripiegate all'interno della sezione (fig. 2.10); per i pilastri 30X50 le staffe sono a 4 braccia.

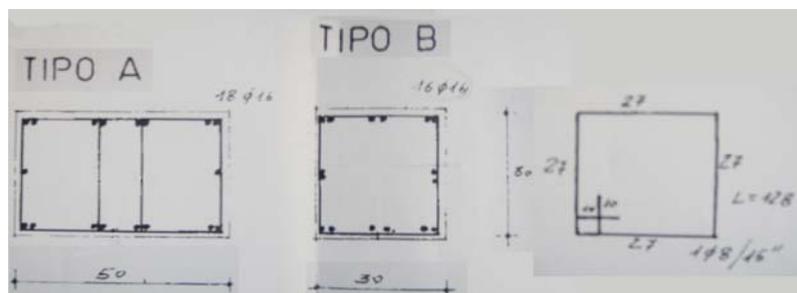


Figura 2.10 - Armatura pilastri

Le travi principali, disposte in direzione X, sono in altezza con sezione 30x50 cm. In direzione longitudinale Y il collegamento tra i pilastri è affidato a travi secondarie: quelle perimetrali sono anch'esse in altezza di dimensioni 30x50 cm, mentre quelle interne hanno sezione 30x24 cm, realizzate a spessore di solaio.

I solai sono in latero-cemento, gettati in opera, di altezza pari a 24 cm, con soletta di 4 cm presumibilmente armata e travetti orientati secondo la direzione Y.

Il nucleo del vano scala è situato esternamente; l'altezza di interpiano è superata attraverso 3 rampe e 2 pianerottoli intermedi. Le rampe sono realizzate a sbalzo e si innestano sul fianco di travi a ginocchio. I pianerottoli (di piano e intermedi) sono a sezione piena di solaio, sostenuti anch'essi dalle travi a ginocchio.

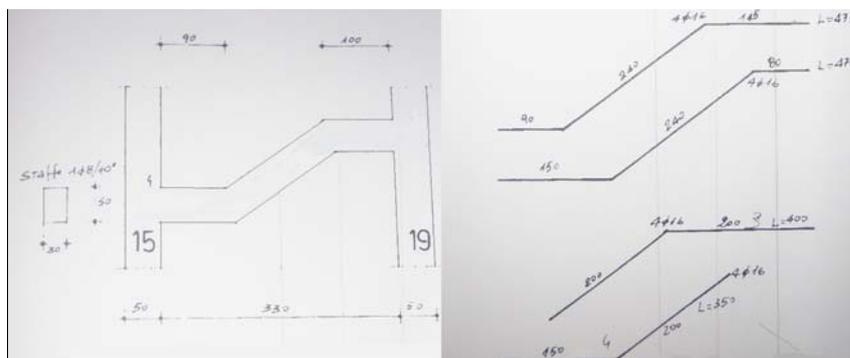


Figura 2.11 - Trave a ginocchio

Materiali

La struttura è stata soggetta ad un intervento di miglioramento sismico, pertanto si è potuti disporre dei risultati di prove sperimentali eseguite sia in situ, sia su campioni prelevati.

Per quanto concerne il calcestruzzo sono stati eseguiti rilievi pacometrici, prove sclerometriche, prove ultrasoniche, prove di carbonatazione con soluzione di fenolftaleina e prove di compressione su provini cilindrici. Dai risultati ottenuti si è constatato che il calcestruzzo in opera ha caratteristiche meccaniche (modulo elastico, resistenza a compressione) riconducibili ad un $R_{ck} 30$, ovvero un C25/30 secondo la denominazione della nuova Normativa:

$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ resistenza cubica caratteristica a compressione

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ resistenza cilindrica caratteristica a compressione

$E_c = 31 \text{ GPa}$ modulo elastico

$\nu = 0,2$ coefficiente di Poisson (non fessurato)

L'acciaio è stato testato attraverso prove di trazione su barre di armatura, dalle quali si sono ottenuti valori riferibili ad un $FeB38k$:

$f_{yk} = 375 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica di snervamento

$f_{tk} = 450 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica di rottura

$A_5 = 15\%$ allungamento

$E_s = 206 \text{ GPa}$ modulo elastico

Tamponamenti

Le tamponature sono realizzate a doppia fodera con camera d'aria di 10 cm. La fodera interna, di spessore pari a 8 cm, è costituita con laterizi forati 8x25x25 cm, mentre la fodera esterna con laterizi forati 12x25x25 cm (fig.2.12), entrambe con posa a fori orizzontali; lo spessore delle cartelle orizzontali e verticali è pari a 7 mm e la percentuale di foratura dei laterizi è superiore al 55%. I forati sono collegati tra loro attraverso giunti di malta orizzontali e verticali di spessore pari a circa 1 cm. Non vengono presi in considerazione tramezzi e divisori e, in generale, tutti i pannelli non contenuti all'interno delle maglie del telaio.

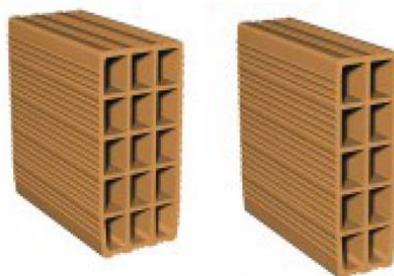


Figura 2.12 - *Mattoni costituenti la fodera esterna e interna del pannello*

Il piano interrato ha uno sviluppo in pianta maggiore rispetto agli altri piani ed è delimitato da muri di controterra in cemento armato; i pannelli sono presenti in maniera esigua attorno il vano scala e lungo la direzione X, e si tratta di tamponamenti costituiti da una singola fodera di mattoni 8x25x25.

Ad esclusione del piano interrato, in pianta i pannelli di tamponamento si collocano in corrispondenza delle maglie esterne della struttura e attorno il vano scala; quindi la maggior parte saranno disposti nella direzione del lato più lungo, ovvero in direzione Y (figura 2.13). Tale distribuzione si ripete in maniera praticamente regolare dal piano terra fino alla copertura. Si segnala che quasi tutti i pannelli sono affetti da aperture.

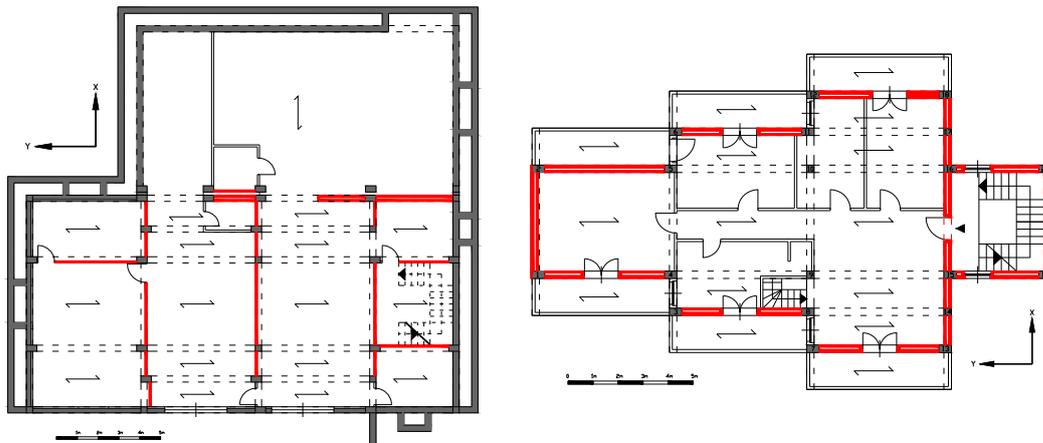


Figura 2.13 - *Distribuzione in pianta dei pannelli: piano interrato, piano tipo*

Normativa

Le norme tecniche inerenti al calcolo degli elementi strutturali in calcestruzzo armato in vigore all'epoca della realizzazione erano il D.M. 16.06.1976 "Norme tecniche per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso e per le strutture metalliche" e il D.M.LL.PP. 03.03.1975 "Disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".

La fase di progetto delle strutture è stata condotta probabilmente secondo il metodo delle tensioni ammissibili e considerando i soli carichi verticali.

Telaio esaminato

Del fabbricato descritto si è analizzato un telaio (fig. 2.14). Il telaio in esame è un telaio principale simmetrico ed è disposto nella direzione trasversale X (fig. 2.15).

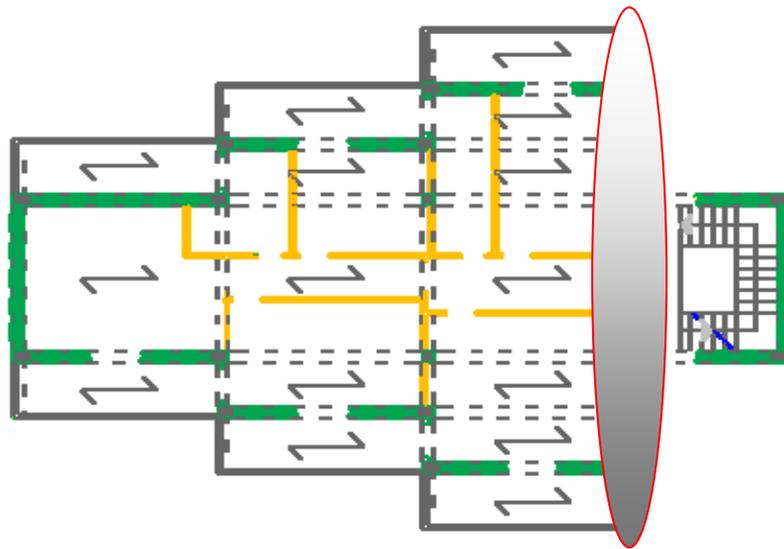


Figura 2.14 - Localizzazione in pianta dei telai esaminati

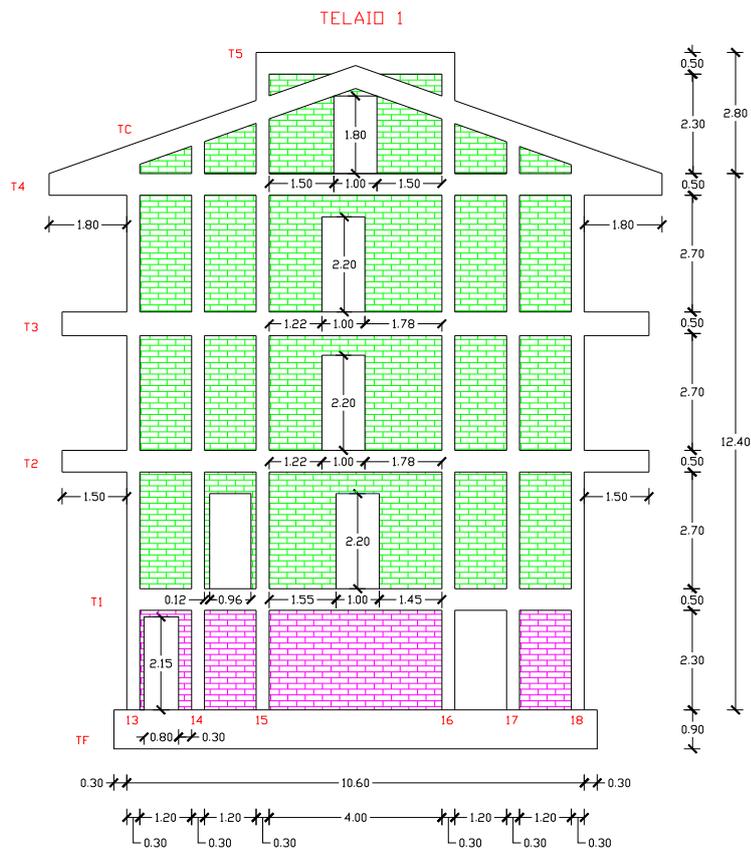


Figura 2.15 - Telaio 1

Le travi sono tutte realizzate in altezza con dimensione 30x50 cm; i pilastri 13, 15, 16, 18 hanno sezione 30x50 cm e sono armati con 18 ϕ 16 e staffe a 4 braccia ϕ 8 ogni 15 cm per tutta l'altezza; i pilastri 14, 17 hanno dimensione 30x30 cm con armatura costante 16 ϕ 16 e staffatura semplice ϕ 8 ogni 15 cm.

Le caratteristiche geometriche e meccaniche delle travi sono riassunte nelle seguenti tabelle:

TRAVE 13-14										
	SEZIONE	ARMATURA FLESSIONE	Sbalzo	A [filo pilastro] [cmq]	B [L/4] [cmq]	C [L/2] [cmq]	D [3L/4] [cmq]	E [filo pilastro] [cmq]	ARMATURA TAGLIO	
FONDAZIONE	90x90	Asup							Asw [cmq]	
		Ainf							S [cm]	
1° LIVELLO (Terra)	30x50	Asup		6,28	4,27	4,27	4,27	4,27	Asw [cmq]	0,5
		Ainf		6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	S [cm]	30
2° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	Asw [cmq]	0,5
		Ainf	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	S [cm]	12
3° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	Asw [cmq]	0,5
		Ainf	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	S [cm]	12
4° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	Asw [cmq]	0,5
		Ainf	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	S [cm]	12
5° LIVELLO (Copertura)	30x50	Asup	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	Asw [cmq]	0,5
		Ainf	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	S [cm]	12

Tabella 2.1 - Caratteristiche trave 13-14

TRAVE 17-18										
	SEZIONE	ARMATURA FLESSIONE	A [filo pilastro] [cmq]	B [L/4] [cmq]	C [L/2] [cmq]	D [3L/4] [cmq]	E [filo pilastro] [cmq]	Sbalzo	ARMATURA TAGLIO	
FONDAZIONE	90x90	Asup							Asw [cmq]	
		Ainf							S [cm]	
1° LIVELLO (Terra)	30x50	Asup	4,27	4,27	4,27	4,27	6,28		Asw [cmq]	0,5
		Ainf	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28		S [cm]	30
2° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	Asw [cmq]	0,5
		Ainf	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	S [cm]	12
3° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	Asw [cmq]	0,5
		Ainf	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	S [cm]	12
4° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	Asw [cmq]	0,5
		Ainf	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	S [cm]	12
5° LIVELLO (Copertura)	30x50	Asup	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	Asw [cmq]	0,5
		Ainf	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	S [cm]	12

Tabella 2.2 - Caratteristiche trave 17-18

TRAVE 14-15									
	SEZIONE	ARMATURA FLESSIONE	A [filo pilastro] [cmq]	B [L/4] [cmq]	C [L/2] [cmq]	D [3L/4] [cmq]	E [filo pilastro] [cmq]	ARMATURA TAGLIO	
FONDAZIONE	90x90	Asup						Asw [cmq]	
		Ainf						S [cm]	
1° LIVELLO (Terra)	30x50	Asup	6,28	6,28	6,28	6,28	8,29	Asw [cmq]	0,5
		Ainf	4,27	4,27	4,27	4,27	4,27	S [cm]	30
2° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	Asw [cmq]	0,5
		Ainf	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	S [cm]	12
3° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	Asw [cmq]	0,5
		Ainf	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	S [cm]	12
4° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	Asw [cmq]	0,5
		Ainf	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	S [cm]	12
5° LIVELLO (Copertura)	30x50	Asup	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	Asw [cmq]	0,5
		Ainf	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	S [cm]	12

Tabella 2.3 - Caratteristiche trave 14-15

TRAVE 15-16										
	SEZIONE	ARMATURA FLESSIONE	A [filo pilastro] [cmq]	B [L/4] [cmq]	C [L/2] [cmq]	D [3L/4] [cmq]	E [filo pilastro] [cmq]	ARMATURA TAGLIO		
FONDAZIONE	90x90	Asup						Asw [cmq]		
		Ainf						S [cm]		
1° LIVELLO (Terra)	30x50	Asup	8,29	4,27	4,27	4,27	10,3	Asw [cmq]	0,5	
		Ainf	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	S [cm]	30	
2° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	Asw [cmq]	0,5	
		Ainf	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	S [cm]	12	
3° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	Asw [cmq]	0,5	
		Ainf	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	S [cm]	12	
4° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	Asw [cmq]	0,5	
		Ainf	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	S [cm]	12	
5° LIVELLO (Copertura)	30x50	Asup	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	Asw [cmq]	0,5	
		Ainf	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	S [cm]	12	
6° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	4,27	4,27	4,27	8,29	Asw [cmq]	0,5	
		Ainf	4,27	4,27	4,27	4,27	4,27	S [cm]	30	

Tabella 2.4 - Caratteristiche trave 15-16

TRAVE 16-17										
	SEZIONE	ARMATURA FLESSIONE	A [filo pilastro] [cmq]	B [L/4] [cmq]	C [L/2] [cmq]	D [3L/4] [cmq]	E [filo pilastro] [cmq]	ARMATURA TAGLIO		
FONDAZIONE	90x90	Asup						Asw [cmq]		
		Ainf						S [cm]		
1° LIVELLO (Terra)	30x50	Asup	8,29	6,28	6,28	6,28	6,28	Asw [cmq]	0,5	
		Ainf	4,27	4,27	4,27	4,27	4,27	S [cm]	30	
2° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	Asw [cmq]	0,5	
		Ainf	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	S [cm]	12	
3° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	Asw [cmq]	0,5	
		Ainf	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	S [cm]	12	
4° LIVELLO	30x50	Asup	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	Asw [cmq]	0,5	
		Ainf	8,29	8,29	8,29	8,29	8,29	S [cm]	12	
5° LIVELLO (Copertura)	30x50	Asup	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	Asw [cmq]	0,5	
		Ainf	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	S [cm]	12	

Tabella 2.5 - Caratteristiche trave 16-17

I tamponamenti, presenti in maniera diffusa in quasi tutte le maglie, sono costituiti in doppia fodera di mattoni ad eccezione del primo livello in cui è presente una singola fodera. Le aperture hanno dimensione 220x100 cm, presenti soprattutto nella campata centrale; nelle campate laterali, ove presenti, le aperture coincidono quasi con la dimensione della maglia del telaio, pertanto il tamponamento circostante viene trascurato.

Capitolo 3

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLA TAMPONATURA

Definire i parametri meccanici elastici della tamponatura è un passaggio molto delicato. Infatti la tamponatura è un materiale disomogeneo e anisotropo. Disomogeneo, in quanto costituito da 2 materiali differenti: i mattoni forati in laterizio e i giunti in malta. Anisotropo in quanto le proprietà meccaniche variano in base alla direzione di carico.

L'obiettivo è quindi quello di ottenere le caratteristiche elastiche del materiale tamponatura, ovvero modulo elastico in direzione verticale, modulo elastico in direzione orizzontale e modulo a taglio. Tali proprietà verranno ricavate simulando prove di carico su un campione di muratura modellato attraverso l'utilizzo di un software di calcolo commerciale.

Proprietà dei materiali costituenti

Per omogeneizzare i pannelli di chiusura, occorre prima definire le proprietà elastiche dei materiali che li compongono, ovvero laterizio e malta.

Per il laterizio sono stati adottati i seguenti parametri:

$$E_b = 9000 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico}$$

$$\nu_b = 0,125 \quad \text{coefficiente di Poisson}$$

Per la malta di calce i parametri sono:

$$E_m = 2000 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico}$$

$$\nu_m = 0,25 \quad \text{coefficiente di Poisson}$$

Modellazione del campione

Il campione di tamponatura è stato modellato mediante l'uso del software di calcolo strutturale *MIDAS Gen 7.4.1*.

E' costituito da 5 laterizi in lunghezza e 5 laterizi in altezza; si ricorda che i laterizi hanno dimensione 8x25x25 cm e 12x25x25 cm, rispettivamente per la fodera interna ed esterna. I giunti orizzontali hanno spessore 1 cm; per i giunti verticali si è considerato uno spessore di 3 mm, per tener conto della difficoltà di messa in opera della malta data l'elevata percentuale dei vuoti.

Le dimensioni totali sono (12+8)x126x129 cm.

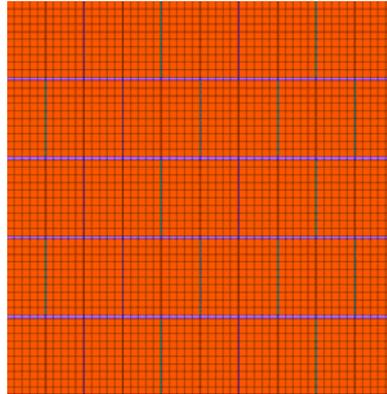


Figura 3.1 - *Campione di tamponatura*

Tale campione è stato modellato secondo diverse modalità:

1. si riproduce fedelmente la geometria dei laterizi;
2. si cerca di semplificare la geometria, unendo le 2 fodere e accorpare le cartelle verticali;
3. si semplifica ulteriormente andando a considerare solo le cartelle verticali accorpate.

Per ciascun criterio verrà fatta una duplice modellazione:

- a. con elementi *brick*;
- b. con elementi *plate*.

Per i modelli più complessi verrà fatto variare anche il grado di discretizzazione.

In conclusione i modelli oggetto di analisi sono riassunti nella seguente tabella:

MODELLO	DESCRIZIONE	TIPO DI ELEMENTO	
		Laterizio	Malta
1.a	geometria effettiva	Laterizio	BRICK
		Malta	BRICK
1.a.bis	geometria effettiva; discretizzazione maggiore	Laterizio	BRICK
		Malta	BRICK
1.b	geometria effettiva	Laterizio	PLATE
		Malta	BRICK
1.b.bis	geometria effettiva; discretizzazione maggiore	Laterizio	PLATE
		Malta	BRICK
2.a	cartelle verticali accorpate	Laterizio	BRICK
		Malta	BRICK
2.b	cartelle verticali accorpate	Laterizio	PLATE
		Malta	BRICK
3.a	cartelle orizzontali trascurate; cartelle verticali accorpate	Laterizio	BRICK
		Malta	BRICK
3.b	cartelle orizzontali trascurate; cartelle verticali accorpate	Laterizio	PLATE
		Malta	PLATE

Tabella 3.1 - *Modelli analizzati*

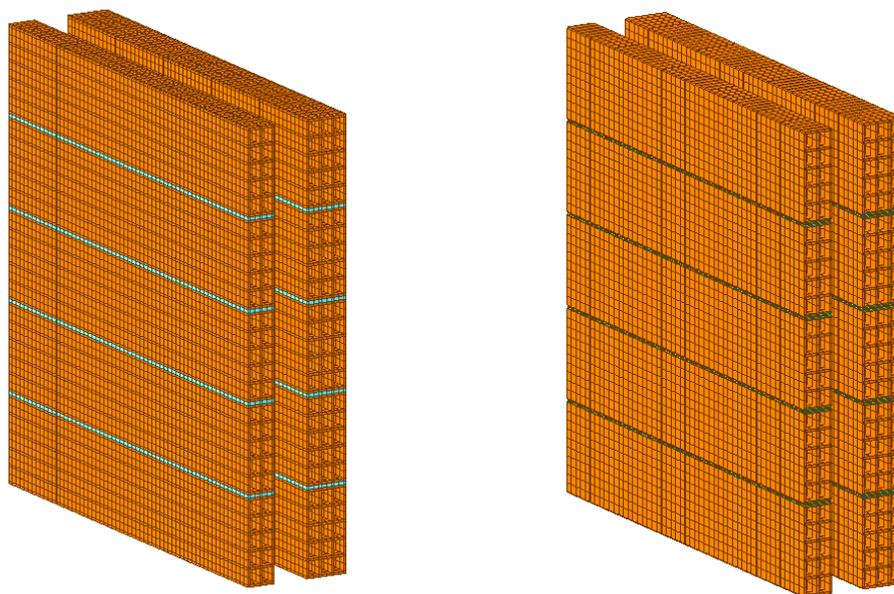


Figura 3.2 - *Modelli 1.a e 1.b*

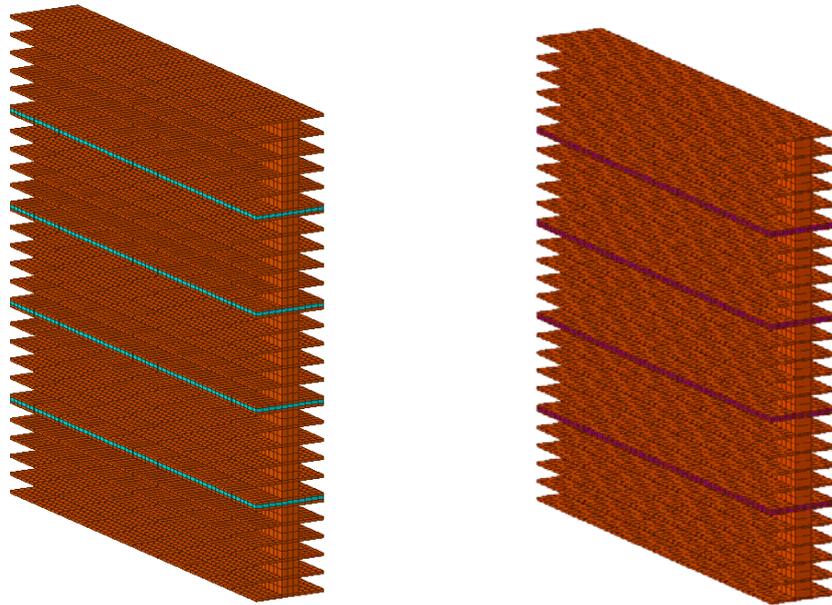


Figura 3.3 - Modelli 2.a e 2.b

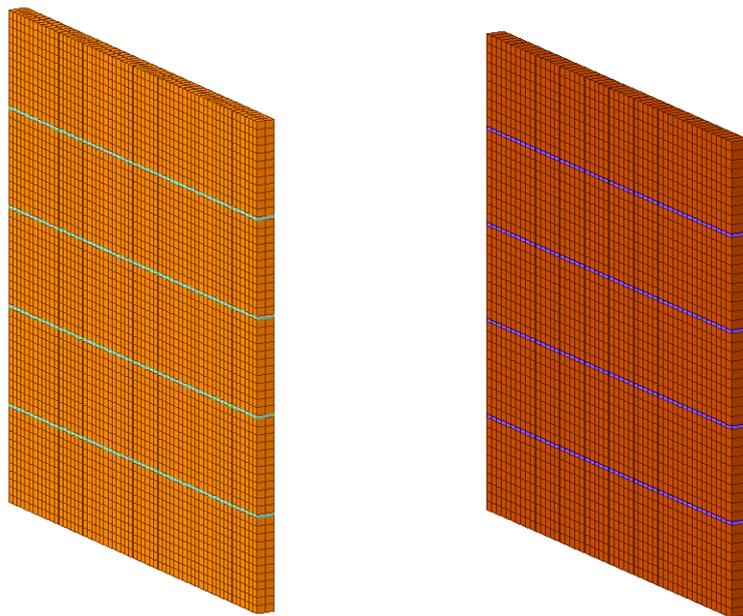


Figura 3.4 - Modelli 3.a e 3.b

Caratteristiche meccaniche

Come già anticipato, le grandezze elastiche della tamponatura vengono ricavate simulando delle prove di carico sul campione di pannello.

Nello specifico, il modulo elastico verticale E_v si ottiene attraverso una prova di compressione verticale, il modulo elastico orizzontale E_h attraverso una compressione orizzontale e il modulo a taglio G mediante una prova di taglio diretto.

Nella valutazione si farà riferimento alle rispettive aree di impronta, includendo - anche i vuoti. Così facendo la tamponatura verrà omogeneizzata rispetto al suo volume lordo.

Modulo elastico orizzontale

Il modello è stato vincolato su una delle due facce ortogonali all'asse x. In ciascun nodo appartenente a tale faccia è stato applicato un vincolo: nei nodi prossimi al baricentro della faccia è stato applicato un incastro, ovvero sono state impedito le traslazioni D_x , D_y , D_z e le rotazioni R_x , R_y , R_z rispetto agli assi x, y, z; ai restanti nodi sono stati associati degli incastri scorrevoli, in modo da non impedire la deformazione trasversale per *effetto Poisson*.

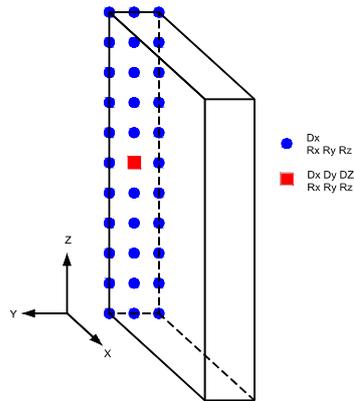


Figura 3.5 - Schema delle condizioni di vincolo

Lo stato di sollecitazione viene generato imponendo a tutti i nodi appartenenti alla faccia opposta del solido uno spostamento impresso in direzione x.

Per quanto riguarda il giunto verticale, occorre dire che, data la grande percentuale di foratura (>62%), l'applicazione della malta sulle facce verticali dei laterizi può essere non perfetta. Per questo, per ciascun modello, si sono considerati i seguenti casi:

- i. giunti verticali perfetti: $E_m = 2000 \text{ MPa}$ (limite superiore)
- ii. assenza di giunti verticali: $E_m = 0 \text{ MPa}$ (limite inferiore)
- iii. giunti verticali con materiale intermedio: $E_m = 700 \text{ MPa}$

I valori ottenuti sono riassunti di seguito:

MODELLO					COMPRESSIONE ORIZZONTALE				
		Altezza provino [mm]	Larghezza provino [mm]	Spessore impronta [mm]	Spostamento impresso [mm]	Deformazione ϵ [-]	Sforzo Normale [N]	Area impronta [mm ²]	MODULO ELASTICO Eh [MPa]
MODELLO 1.a.bis	i	1290	1262	200	5	0,003961965	3268500	258000	3197,6
	iii	1290	1262	200	5	0,003961965	3047900	258000	2981,7
	ii	1290	1262	200	5	0,003961965	726590	258000	710,8
MODELLO 1.a	i	1290	1262	200	5	0,003961965	3268700	258000	3197,8
	iii	1290	1262	200	5	0,003961965	3049100	258000	2982,9
	ii	1290	1262	200	5	0,003961965	757440	258000	741,0
MODELLO 1.b.bis	i	1290	1262	200	5	0,003961965	3457473	258000	3382,4
	iii	1290	1262	200	5	0,003961965	3224247	258000	3154,3
	ii	1290	1262	200	5	0,003961965	797669	258000	780,4
MODELLO 1.b	i	1290	1262	200	5	0,003961965	3457932	258000	3382,9
	iii	1290	1262	200	5	0,003961965	3227372	258000	3157,3
	ii	1290	1262	200	5	0,003961965	851491	258000	833,0
MODELLO 2.a	i	1290	1262	200	5	0,003961965	3268300	258000	3197,4
	iii	1290	1262	200	5	0,003961965	3046300	258000	2980,2
	ii	1290	1262	200	5	0,003961965	683130	258000	668,3
MODELLO 2.b	i	1290	1262	200	5	0,003961965	3562969	258000	3485,6
	iii	1290	1262	200	5	0,003961965	3320520	258000	3248,4
	ii	1290	1262	200	5	0,003961965	735175	258000	719,2
MODELLO 3.a	i	1290	1262	200	5	0,003961965	2126000	258000	2079,9
	iii	1290	1262	200	5	0,003961965	1975800	258000	1932,9
	ii	1290	1262	200	5	0,003961965	365940	258000	358,0
MODELLO 3.b	i	1290	1262	200	5	0,003961965	2124700	258000	2078,6
	iii	1290	1262	200	5	0,003961965	1972100	258000	1929,3
	ii	1290	1262	200	5	0,003961965	367480	258000	359,5

Tabella 3.2 - Modulo elastico orizzontale

Modulo a taglio

Il modello è stato vincolato su entrambe le facce ortogonali all'asse z. I nodi della faccia inferiore sono stati vincolati rispetto agli spostamenti in D_x e D_z ; ai nodi prossimi al baricentro della faccia è stato applicata una cerniera, ovvero sono state impedito tutte le traslazioni D_x , D_y , D_z . Nella faccia superiore del modello a ciascun nodo sono state impedito solo le traslazioni D_z . Anche in questo caso è garantita la deformazione trasversale per *effetto Poisson*.

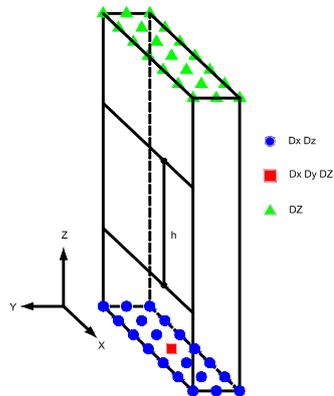


Figura 3.6 - Schema delle condizioni di vincolo

Lo stato di sollecitazione viene generato imponendo a tutti i nodi appartenenti alla faccia superiore del solido uno spostamento impresso in direzione x.

Per epurare la misura da effetti flessionali, nel determinare lo scorrimento non si è fatto riferimento a tutta l'altezza del campione, ma è stato valutato tra 2 punti simmetrici rispetto l'asse di simmetria orizzontale e situati nella fascia centrale.

Anche in questo caso, il giunto verticale gioca un ruolo importante, per cui si è proceduto nuovamente alla distinzione dei seguenti casi:

- i. giunti verticali perfetti: $E_m = 2000 \text{ MPa}$ (limite superiore)
- ii. assenza di giunti verticali: $E_m = 0 \text{ MPa}$ (limite inferiore)
- iii. giunti verticali con materiale intermedio: $E_m = 700 \text{ MPa}$

I valori ottenuti sono riassunti di seguito:

MODELLO	SFORZO TANGENZIALE											
	Altezza provino [mm]	Larghezza provino [mm]	Spessore impronta [mm]	Scorrimento impresso [mm]	Taglio [N]	Spostamento s1 [mm]	Spostamento s2 [mm]	Altezza di misura h [mm]	Deformazione γ [-]	Fattore di Taglio χ [-]	Area di impronta [mm ²]	MODULO ELASTICO G [MPa]
	i	ii	iii	i	ii	iii	i	ii	iii	i	ii	iii
MODELLO 1.a.bis	1290	1262	200	5	613850	3,649585714	1,350414286	520,0	0,004421455	1,2	252400	660,1
	1290	1262	200	5	581910	3,645542857	1,354457143	520,0	0,004405906	1,2	252400	627,9
	1290	1262	200	5	421080	3,615055714	1,384944286	520,0	0,004288650	1,2	252400	466,8
MODELLO 1.a	1290	1262	200	5	642740	3,744054286	1,255945714	561,6	0,004430364	1,2	252400	689,7
	1290	1262	200	5	619290	3,741065714	1,258934286	561,6	0,004419721	1,2	252400	666,2
	1290	1262	200	5	456440	3,717505714	1,282494286	561,6	0,004335819	1,2	252400	500,5
MODELLO 1.b.bis	1290	1262	200	5	582120	3,651081429	1,348918571	506,0	0,004549698	1,2	252400	608,3
	1290	1262	200	5	557980	3,647307143	1,352692857	506,0	0,004534780	1,2	252400	585,0
	1290	1262	200	5	387660	3,628055714	1,371944286	506,0	0,004458689	1,2	252400	413,4
MODELLO 1.b	1290	1262	200	5	599600	3,745455714	1,254544286	554,6	0,004491336	1,2	252400	634,7
	1290	1262	200	5	578780	3,743181429	1,256881857	554,6	0,004483134	1,2	252400	613,8
	1290	1262	200	5	426240	3,728538571	1,271461429	554,6	0,004430330	1,2	252400	457,4
MODELLO 2.a	1290	1262	200	5	557730	3,65677	1,34323	520,0	0,004449086	1,2	252400	596,0
	1290	1262	200	5	532730	3,652455	1,347545	520,0	0,004432490	1,2	252400	571,4
	1290	1262	200	5	372360	3,62859	1,37141	520,0	0,004340704	1,2	252400	407,8
MODELLO 2.b	1290	1262	200	5	494860	3,68786	1,31214	506,0	0,004695064	1,2	252400	501,1
	1290	1262	200	5	473860	3,68342	1,31658	506,0	0,004677515	1,2	252400	481,6
	1290	1262	200	5	296250	3,68835	1,31165	506,0	0,004697001	1,2	252400	299,9
MODELLO 3.a	1290	1262	200	5	524110	3,660536667	1,339463333	520,0	0,004463573	1,2	252400	558,3
	1290	1262	200	5	500520	3,65576	1,34424	520,0	0,004445201	1,2	252400	535,3
	1290	1262	200	5	345950	3,629403333	1,370596667	520,0	0,004343832	1,2	252400	378,6
MODELLO 3.b	1290	1262	200	5	523340	3,66163	1,33837	520,0	0,004467778	1,2	252400	556,9
	1290	1262	200	5	499790	3,65679	1,34321	520,0	0,004449163	1,2	252400	534,1
	1290	1262	200	5	344740	3,63091	1,36909	520,0	0,004349626	1,2	252400	376,8

Tabella 3.3 - Modulo elastico a taglio

Modulo elastico verticale

Il modello è stato vincolato su una delle due facce ortogonali all'asse z. In ciascun nodo appartenente a tale faccia è stato applicato un vincolo: nei nodi prossimi al baricentro della faccia è stato applicato un incastro, ovvero sono state impediti le traslazioni D_x , D_y , D_z e le rotazioni R_x , R_y , R_z rispetto agli assi x, y, z; ai restanti nodi sono stati associati degli incastri scorrevoli, in modo da non impedire la deformazione trasversale per *effetto Poisson*.

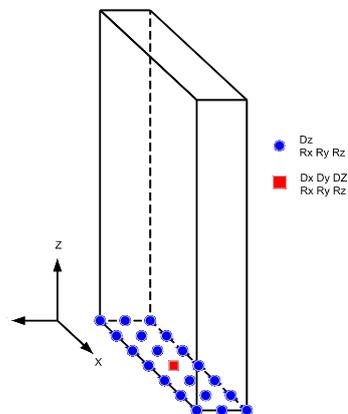


Figura 3.7 - Schema delle condizioni di vincolo

Lo stato di sollecitazione viene generato imponendo a tutti i nodi appartenenti alla faccia opposta del solido uno spostamento impresso in direzione z.

Per i giunti verticali si adotta un modulo elastico $E_m = 700 \text{ MPa}$.

I valori ottenuti sono riassunti di seguito:

MODELLO				COMPRESSIONE VERTICALE				
	Altezza provino [mm]	Larghezza provino [mm]	Spessore impronta [mm]	Spostamento impresso [mm]	Deformazione ϵ [-]	Sforzo Normale [N]	Area di impronta [mm ²]	MODULO ELASTICO E_v [MPa]
MODELLO 1.a.bis	1290	1262	200	5	0,003875969	2211600	252400	2260,7
MODELLO 1.a	1290	1262	200	5	0,003875969	2330700	252400	2382,4
MODELLO 1.b.bis	1290	1262	200	5	0,003875969	2026300	252400	2071,3
MODELLO 1.b	1290	1262	200	5	0,003875969	2184600	252400	2233,1
MODELLO 2.a	1290	1262	200	5	0,003875969	2035200	252400	2080,4
MODELLO 2.b	1290	1262	200	5	0,003875969	1603100	252400	1638,7
MODELLO 3.a	1290	1262	200	5	0,003875969	1955600	252400	1999,0
MODELLO 3.b	1290	1262	200	5	0,003875969	1938400	252400	1981,4

Tabella 3.4 - Modulo elastico verticale

Valori adottati

In merito circa la caratterizzazione del giunto verticale, si è adottata la situazione intermedia *iii*: $E_m = 700 \text{ MPa}$.

Ad eccezione di qualche caso isolato, in particolar modo il modello *2.b* per il moduli elastici verticale e a taglio e i modelli *3.a* e *3.b* per il modulo elastico orizzontale, i valori ottenuti sono abbastanza vicini.

Nella scelta dei valori si è dato un maggior peso a quelli ottenuti con i modelli più raffinati:

$$E_v = 2300 \text{ MPa}$$

$$E_h = 3000 \text{ MPa}$$

$$G = 650 \text{ MPa}$$

Per quanto riguarda il *coefficiente di Poisson*, si è posto

$$\nu = 0,12$$

Dalla scheda tecnica del produttore del mattone, si ricava la resistenza caratteristica a compressione

$$f_{cbk,v} = 1,5 \text{ MPa} \quad \text{in direzione ortogonale ai fori}$$

$$f_{cbk,h} = 5,0 \text{ MPa} \quad \text{in direzione dei fori}$$

Si considera il valore intermedio

$$f_{cbk} = 2,5 \text{ MPa}$$

Per la malta, si considera una malta M2,5 alla quale è associata ad una resistenza caratteristica a compressione pari a

$$f_{cmk} = 2,5 \text{ MPa}$$

Attraverso la seguente formula empirica si stima la resistenza caratteristica a compressione della muratura

$$f_{ck} = 0,6 \cdot f_{cbk}^{0,7} \cdot f_{cmk}^{0,3} = 1,37 \text{ MPa}$$

La resistenza caratteristica a trazione può essere stimata attraverso il prodotto

$$f_{tk} \cong \nu \cdot f_{ck} = 0,16 \text{ MPa}$$

Capitolo 4

ANALISI DEI CARICHI

Pesi specifici

Calcestruzzo armato	$25 \text{ kN} / \text{m}^3$
Malta di calce	$18 \text{ kN} / \text{m}^3$
Granito	$27 \text{ kN} / \text{m}^3$
Pomice	$8 \text{ kN} / \text{m}^3$
Laterizio	$18 \text{ kN} / \text{m}^3$
Intonaco	$15 \text{ kN} / \text{m}^3$
Guaina bituminosa	$10 \text{ kN} / \text{m}^3$
Poliuretano espanso	$0,33 \text{ kN} / \text{m}^3$

Solaio di interpiano

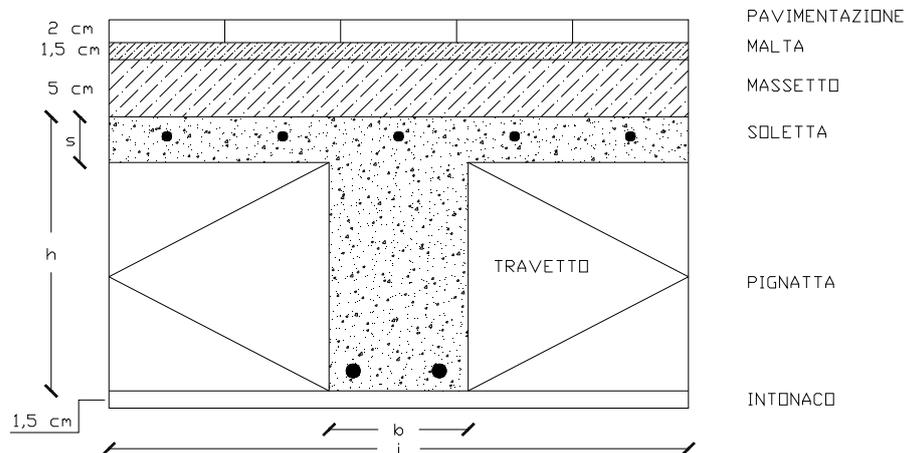


Figura 4.1 - Solaio di interpiano

$$h = 24 \text{ cm}$$

$$i = 50 \text{ cm}$$

$$b = 12 \text{ cm}$$

$$s = 4 \text{ cm}$$

Carichi permanenti strutturali “ G_{1k} ”

- Travetti (calcestruzzo armato): $2,20 \text{ kN} / \text{m}^2$

Totale permanenti strutturali: $G_{1k} = 2,20 \text{ kN} / \text{m}^2$

Carichi permanenti non strutturali “ G_{2k} ”

- Pavimentazione (granito): $0,54 \text{ kN} / \text{m}^2$

- Malta: $0,27 \text{ kN} / \text{m}^2$

- Massetto (pomice): $0,40 \text{ kN} / \text{m}^2$

- Intonaco: $0,23 \text{ kN} / \text{m}^2$

- Pignatte 20x25x38 (9,6 kg / cad): 0,77 kN / m²
- Incidenza tramezzi (laterizio forato 8x25x25):
 - laterizio : $\left. \begin{array}{l} 3 \text{ kg / cad} \\ 14,8 \text{ pezzi / m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow 0,44 \text{ kN / m}^2$
 - malta : $6,3 \text{ dm}^3 / \text{m}^2 \Rightarrow 0,11 \text{ kN / m}^2$
 - intonaco : $0,15 \text{ kN / m}^2 \quad (x2)$
 - Totale: $0,85 \text{ kN / m}^2$
 - altezza netta tramezzi: $h_n = 2.70 \text{ m}$
 - peso per unità di lunghezza: $2,30 \text{ kN / m}$
 - da NTC 2008 $2,00 \leq 2,30 \leq 3,00 \Rightarrow$ $1,20 \text{ kN / m}^2$
- Totale permanenti non strutturali: $G_{2k} = 3,40 \text{ kN / m}^2$

Carichi di servizio “ Q_{k1} ”

- Civile abitazione: $2,00 \text{ kN / m}^2$
- Balconi: $4,00 \text{ kN / m}^2$
- Sottotetto praticabile $2,00 \text{ kN / m}^2$
- Sottotetto $0,50 \text{ kN / m}^2$

Solaio di copertura

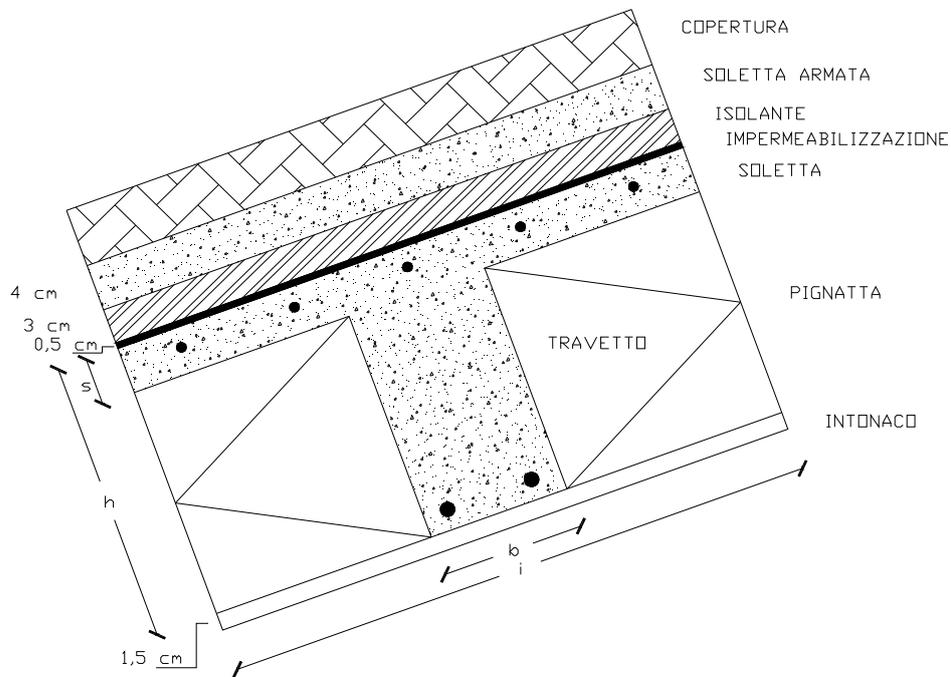


Figura 4.2 - Solaio di copertura

$$h = 24 \text{ cm}$$

$$i = 50 \text{ cm}$$

$$b = 12 \text{ cm}$$

$$s = 4 \text{ cm}$$

Carichi permanenti strutturali “ G_{1k} ”

- Travetti (calcestruzzo armato):

$$2,20 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Totale permanenti strutturali:

$$G_{1k} = 2,20 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Carichi permanenti non strutturali “ G_{2k} ”

- Copertura (tegole):

$$0,60 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- Soletta (calcestruzzo armato): $1,00 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Isolante (poliuretano espanso): $0,01 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Impermeabilizzazione (guaina bituminosa): $0,05 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Pignatte 20x25x38 (9,6 kg / cad): $0,77 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Intonaco: $0,23 \text{ kN} / \text{m}^2$

Totale permanenti non strutturali: $G_{2k} = 2,70 \text{ kN} / \text{m}^2$

Carico neve “ q_s ”

- L'Aquila \Rightarrow Zona III
- $a_s = 714 \text{ m}$ s.l.m.
- Carico neve al suolo ($T_R = 50 \text{ anni}$): $q_{sk} = 0,51 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] = 1,65 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Coefficiente termico: $C_t = 1$
- Coefficiente di esposizione: $C_E = 1,1$
- Coefficiente di forma: $0^\circ \leq \alpha = 20^\circ \leq 30^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$

Carico neve: $q_s = \mu \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 1,43 \text{ kN} / \text{m}^2$

Scala

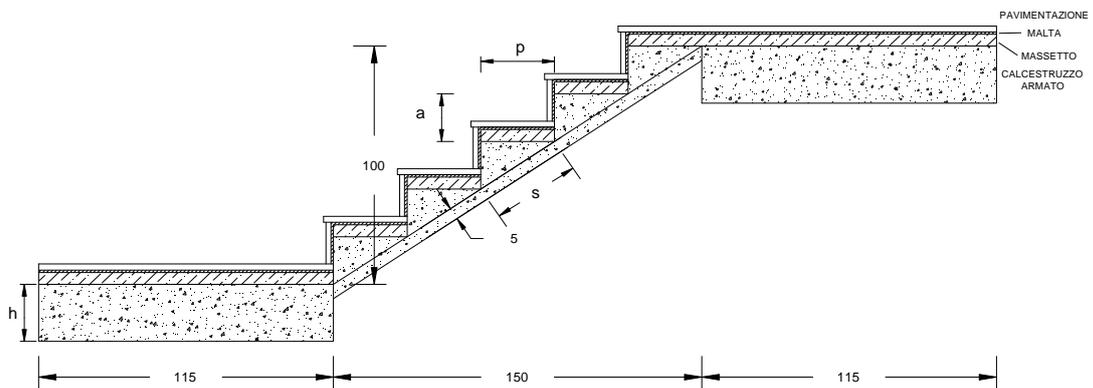
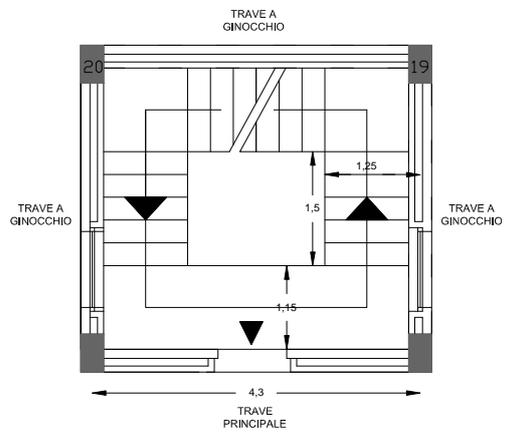


Figura 4.3 – Scala: sezione



$$h = 24 \text{ cm}$$

$$s = 5 \text{ cm}$$

$$p = 30 \text{ cm}$$

$$a = 20 \text{ cm}$$

Figura 4.4 - Scala: pianta

Carichi permanenti strutturali “ G_{1k} ”

- Pianerottolo (calcestruzzo armato): $6,00 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Rampa (calcestruzzo armato):
 - soletta armata: $1,25 \text{ kN} / \text{m}^2$
 - Gradini (calcestruzzo armato): $\frac{1}{2} \cdot p \cdot a \cdot \gamma_{CLS} \cdot \frac{1}{s} = 2,10 \text{ kN} / \text{m}^2$
 - Totale rampa: $3,35 \text{ kN} / \text{m}^2$

Carichi permanenti non strutturali “ G_{2k} ”

- Pavimentazione pedata (granito): $0,54 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Pavimentazionealzata (granito): $0,27 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Malta pedata: $0,27 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Malta alzata: $0,10 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Massetto (pomice): $0,40 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Intonaco: $0,23 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Totale permanenti non strutturali: $G_{2k} = 1,80 \text{ kN} / \text{m}^2$

Carichi di servizio “ Q_{k2} ”

- Scale: $4,00 \text{ kN} / \text{m}^2$

Telaio

Trave di interpiano

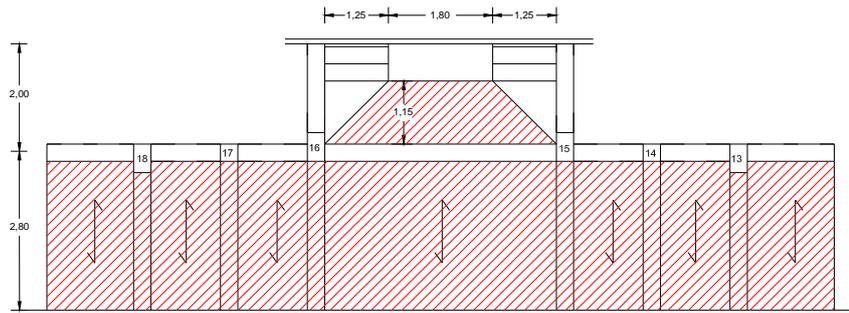


Figura 4.5 - Trave di interpiano: area di influenza

Carichi permanenti strutturali “ G_{1k} ”

- Travetti solaio ($2,20 \text{ kN} / \text{m}^2$): $6,15 \text{ kN} / \text{m}$
- Peso proprio trave 30x50: $3,75 \text{ kN} / \text{m}$
- Pianerottolo ($6,00 \text{ kN} / \text{m}^2$): $4,90 \text{ kN} / \text{m}$

Carichi permanenti non strutturali “ G_{2k} ”

- Non strutturali solaio ($3,40 \text{ kN} / \text{m}^2$): $9,50 \text{ kN} / \text{m}$
- Non strutturali pianerottolo ($1,40 \text{ kN} / \text{m}^2$): $1,15 \text{ kN} / \text{m}$
- Tamponamenti:

$$\left. \begin{array}{l} \text{laterizio } 8 \times 25 \times 25 : \quad 3,00 \text{ kg / cad} \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad 14,8 \text{ pezzi / m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow 0,44 \text{ kN / m}^2$$

$$\text{malta : } 6,30 \text{ dm}^3 / \text{m}^2 \Rightarrow 0,11 \text{ kN / m}^2$$

$$\text{intonaco : } 0,15 \text{ kN / m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{laterizio } 12 \times 25 \times 25 : \quad 4,20 \text{ kg / cad} \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad 14,8 \text{ pezzi / m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow 0,62 \text{ kN / m}^2$$

$$\text{malta : } 9,30 \text{ dm}^3 / \text{m}^2 \Rightarrow 0,17 \text{ kN / m}^2$$

$$\text{intonaco : } 0,15 \text{ kN / m}^2$$

altezza netta: 2,70 m

Totale tamponamenti (1,65 kN / m²)

4,50 kN / m

Carichi di servizio “ Q_{ki} ”

- Civile abitazione (2,00 kN / m²): 5,60 kN / m
- Scale (4,00 kN / m²): 3,30 kN / m
- Balconi (4,00 kN / m²): 11,20 kN / m

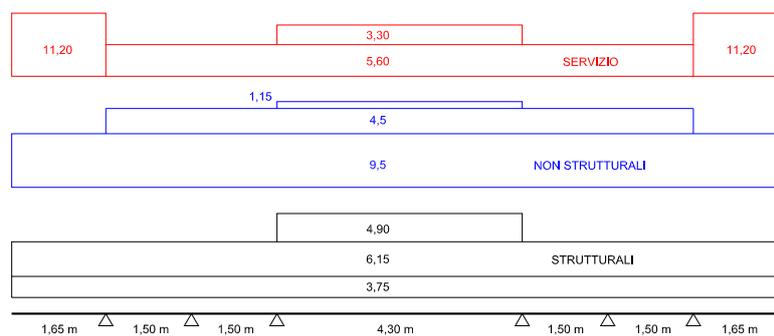


Figura 4.6 - Trave di interpiano: carichi [kN/m]

Trave di sottotetto

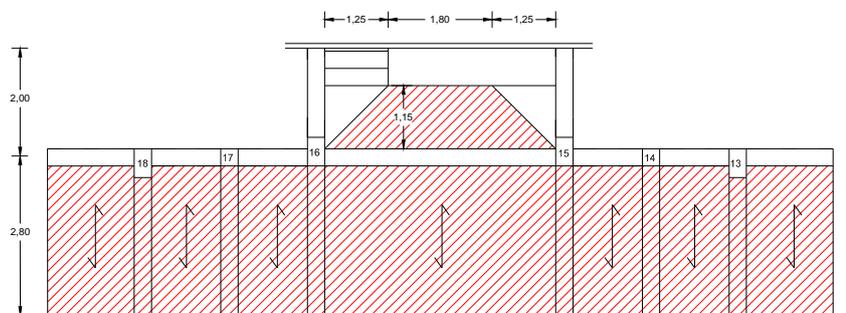


Figura 4.7 - Trave di sottotetto: area di influenza

Carichi permanenti strutturali “ G_{1k} ”

- Travetti solaio ($2,20 \text{ kN} / \text{m}^2$): $6,15 \text{ kN} / \text{m}$
- Peso proprio trave 30x50: $3,75 \text{ kN} / \text{m}$
- Pianerottolo ($6,00 \text{ kN} / \text{m}^2$): $4,90 \text{ kN} / \text{m}$

Carichi permanenti non strutturali “ G_{2k} ”

- Non strutturali solaio ($3,40 \text{ kN} / \text{m}^2$): $9,50 \text{ kN} / \text{m}$
- Non strutturali pianerottolo ($1,40 \text{ kN} / \text{m}^2$): $1,15 \text{ kN} / \text{m}$
- Tamponamenti ($1,65 \text{ kN} / \text{m}^2$):
 - altezza netta media: $1,50 \text{ m}$
 - Totale tamponamenti $2,50 \text{ kN} / \text{m}$

Carichi di servizio “ Q_{ki} ”

- Sottotetto praticabile ($2,00 \text{ kN} / \text{m}^2$): $5,60 \text{ kN} / \text{m}$
- Scale ($4,00 \text{ kN} / \text{m}^2$): $3,30 \text{ kN} / \text{m}$
- Sottotetto ($0,50 \text{ kN} / \text{m}^2$): $1,40 \text{ kN} / \text{m}$

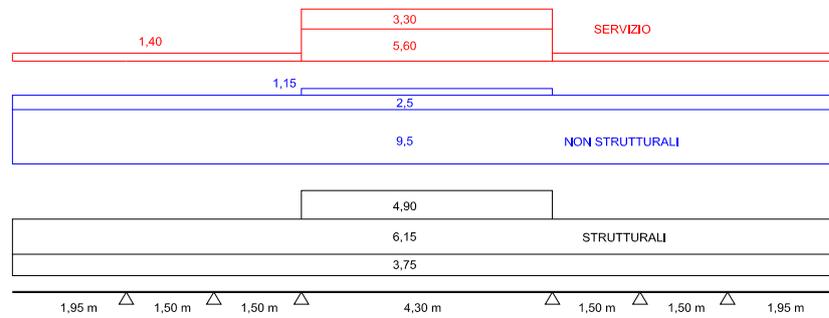


Figura 4.8 - Trave di sottotetto: carichi [kN/m]

Trave di copertura

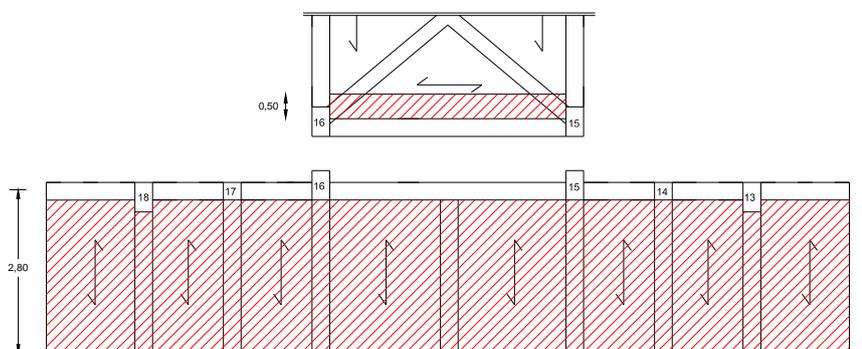


Figura 4.9 - Trave di copertura: area di influenza

Carichi permanenti strutturali “ G_{1k} ”

- Travetti solaio ($2,20 \text{ kN} / \text{m}^2$): $6,15 \text{ kN} / \text{m}$
- Peso proprio trave 30x50: $3,75 \text{ kN} / \text{m}$

Carichi permanenti non strutturali “ G_{2k} ”

- Non strutturali solaio copertura ($2,70 \text{ kN} / \text{m}^2$): $7,55 \text{ kN} / \text{m}$

Carichi di servizio “ Q_{ki} ”

- Neve ($1,43 \text{ kN} / \text{m}^2$): $4,00 \text{ kN} / \text{m}$
- Proiettati sulla falda (20°): $3,75 \text{ kN} / \text{m}$

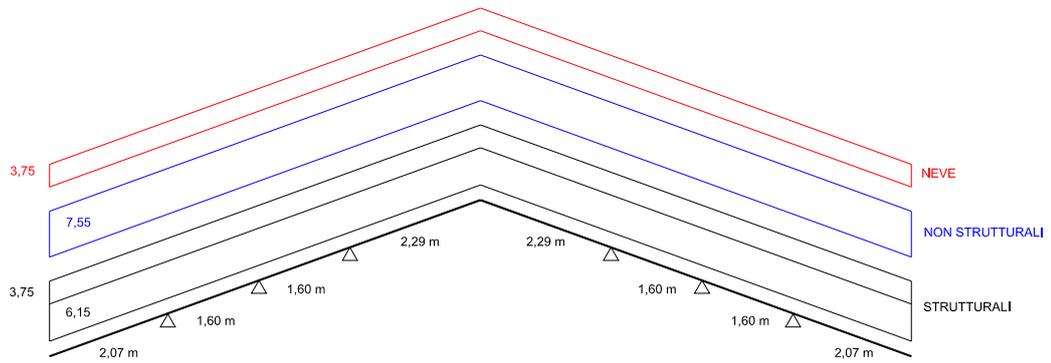


Figura 4.9 - Trave di copertura: carichi [kN/m]

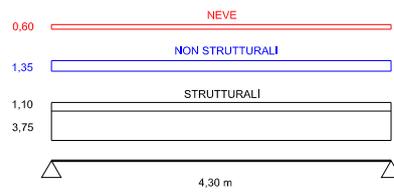


Figura 4.10 - Trave di copertura vano scala: carichi [kN/m]

Azione sismica

Per le norme italiane, l'elemento base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto è la conoscenza della pericolosità sismica del sito di costruzione. Essa è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale; ed inoltre in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R .

Per la valutazione del periodo di riferimento, è necessaria la conoscenza della vita nominale della struttura V_N , definita dalle norme come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La struttura in esame, essendo una costruzione ordinaria, ha come vita nominale

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

È necessario, inoltre, conoscere il coefficiente d'uso C_U , funzione della classe d'uso della costruzione. Per strutture senza una funzione pubblica o sociale, per le quali sono previsti affollamenti normali e assenza di contenuti pericolosi per l'ambiente, come nel caso di studio

$$\text{Classe d'uso: II} \quad \Rightarrow \quad C_U = 1$$

Il periodo di riferimento sarà dato da:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni}$$

Stati limite

Le NTC adottano un approccio prestazionale alla progettazione delle strutture nuove e alla verifica di quelle esistenti. Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione. Per questo motivo, nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso.

Gli *stati limite di esercizio* sono:

- Stato limite di operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato limite di danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli *stati limite ultimi* sono:

- Stato limite di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato limite di prevenzione del collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed

impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Con riferimento alle vigenti norme, le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tabella 4.1.

STATO LIMITE		P _{VR}
SLE	SLO	81%
	SLD	63%
SLU	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 4.1 - Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

Parametri sismici

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per la città di L'Aquila si ottengono i seguenti parametri:

STATO LIMITE	T _R [anni]	a _g [g]	F ₀ [-]	T _c * [s]
SLO	30	0,079	2,399	0,272
SLD	50	0,104	2,332	0,281
SLV	475	0,261	2,364	0,347
SLC	975	0,334	2,400	0,364

Tabella 4.2 - Parametri sismici per la città di L'Aquila

L'accelerazione così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

A partire da questa osservazione, sono state definite 5 categorie di sottosuolo in base ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $v_{s,30}$ entro i primi 30 m di profondità. Nei casi in cui la sua determinazione non sia disponibile, la classificazione viene effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica $N_{SPT,30}$ (*Standard Penetration Test*) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ nei terreni prevalentemente a grana fine.

Il suolo sul quale sorge il fabbricato può essere considerato appartenente alla categoria *B*, ovvero rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto consistenti. In base al tipo di suolo viene valutata l'amplificazione stratigrafica; per un suolo di tipo *B* si ha:

$$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20 \quad \Rightarrow S_s = 1,154 \quad (4.1-4.2)$$

$$C_c = 1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20} \quad \Rightarrow C_c = 1,36$$

Inoltre sono state individuate 4 condizioni topografiche del territorio. Il caso di studio rientra nella categoria *T1*, ovvero morfologia pianeggiante, per la quale compete un coefficiente

$$T1 \Rightarrow S_T = 1,0$$

Spettro di risposta elastico

Da un punto di vista progettuale non è essenziale conoscere la risposta di un sistema soggetto al moto del suolo istante per istante, ma è sufficiente la conoscenza dei valori massimi di forze e spostamenti.

Nella dinamica, per *spettro di risposta*, si intende il diagramma del valor assoluto massimo dello spostamento, della velocità o dell'accelerazione di un oscillatore semplice al variare del suo periodo T .

La caratterizzazione dell'azione sismica mediante uno spettro di risposta elastico in termini di accelerazione richiede:

- la definizione di una forma spettrale normalizzata coerente con il meccanismo generatore e con le condizioni morfologiche e geotecniche del sito;
- il valore dell'accelerazione di picco al suolo a_g , al quale ancorare lo spettro, rappresentativo della pericolosità sismica del sito, operante come fattore di scala della forma normalizzata.

Valutata, quindi, la massima accelerazione agente, opportunamente modificata per tenere conto delle variazioni legate al terreno di fondazione, per determinare l'azione che grava sulla struttura, non conoscendo l'accelerogramma che interessa l'edificio in esame, si utilizza una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% e ricavata interpolando diversi spettri di

pseudoaccelerazione equiprobabili ottenuti ipotizzando terremoti provenienti da diverse sorgenti.

In particolare, il moto orizzontale del terreno è composto da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate da uno stesso spettro di pseudoaccelerazione che risulta definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (4.3)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \quad (4.4)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (4.5)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (4.6)$$

nelle quali:

- $S_e(T)$: accelerazione spettrale orizzontale;
- T : periodo di vibrazione;
- S : coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_s \cdot S_T \quad (4.7)$$

- η : fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (4.8)$$

- F_o : fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- T_C : periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (4.9)$$

- T_B : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = \frac{T_C}{3} \quad (4.10)$$

- T_D : periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 \quad (4.11)$$

Si ottengono i seguenti periodi:

$$T_B = 0,157 \text{ s}$$

$$T_C = 0,472 \text{ s}$$

$$T_D = 2,643 \text{ s}$$

La componente verticale del moto sismico viene caratterizzata da uno spettro in pseudo-accelerazione così definito:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (4.12)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad (4.13)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (4.14)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (4.15)$$

nelle quali:

- $S_{ve}(T)$: accelerazione spettrale verticale;
- T : periodo di vibrazione;

- F_v : fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale attraverso la relazione

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (4.16)$$

Inoltre si pone:

$$S_s = 1 \quad T_B = 0,05 \text{ s} \quad T_C = 0,15 \text{ s} \quad T_D = 1,0 \text{ s}$$

Di seguito (figg. 4.17 e 4.18) si riportano gli andamenti degli spettri elastici della componente orizzontale e verticale del sisma per lo SLV e lo SLD.

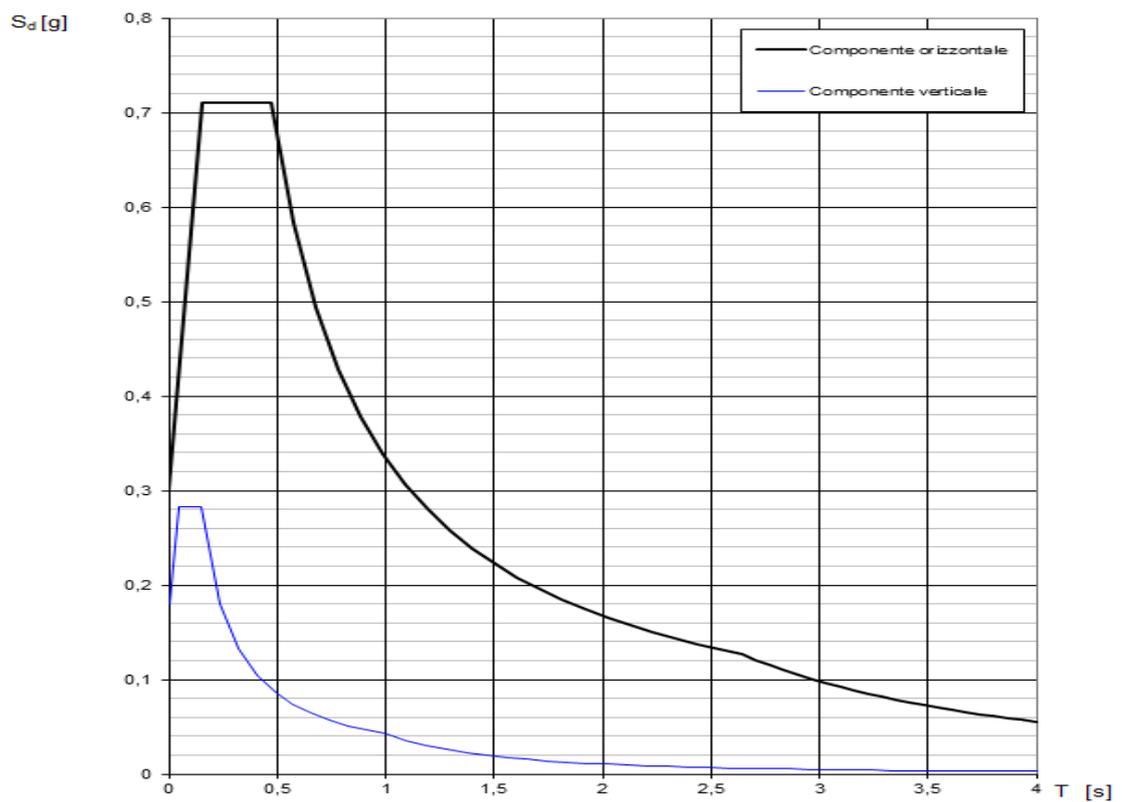


Figura 4.17 - Spettri di risposta elastici per lo SLV

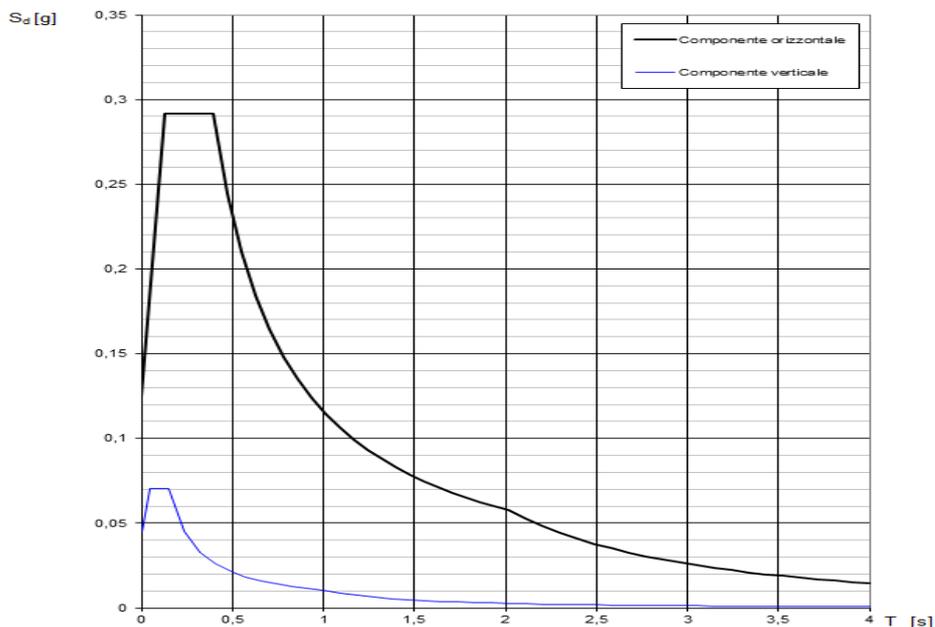


Figura 4.18 - Spettri di risposta elastici per lo SLD

Fattore di struttura

Lo spettro elastico fornisce il valore dell'azione sismica, valutato in termini di accelerazione, su una struttura elastica soggetta ad un moto del suolo avente un periodo di ritorno differente a seconda dello stato limite considerato. Esso è funzione della sismicità della zona considerata e del suolo di fondazione, ma non dipende dalla tipologia strutturale. È necessario quindi derivare da questo, gli spettri da utilizzare in fase di progetto nel calcolo allo stato limite ultimo e a quello di danno. Ciò è possibile attraverso un fattore di riduzione, detto *fattore di struttura* q .

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica dipende dalla duttilità strutturale, legata a sua volta alla tipologia strutturale, dal grado di iperstaticità, ai criteri di progettazione adottati e alla non

linearità del materiale. Tale coefficiente può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (4.17)$$

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u / α_1 ;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0.8 per costruzioni non regolari in altezza.

Il termine α_u / α_1 esprime il rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione. Per una struttura a telaio con più piani e più campate regolare in pianta con classe di duttilità bassa *CD”B”*

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3$$
$$q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (4.18)$$

Per le costruzioni non regolari in pianta, invece, si possono adottare valori di α_u / α_1 pari alla media tra 1.0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Per costruzioni esistenti, come nel caso di studio, il fattore di struttura non può essere considerato maggiore di 3. Per cui

$$q = 3$$

Spettro di progetto

Nel definire la risposta strutturale del sistema è possibile utilizzare direttamente lo spettro in spostamento del sistema elastico corrispondente o lo spettro in pseudo-accelerazione diviso un coefficiente pari alla duttilità del sistema. Per strutture con periodo vicino alla frequenza caratteristica del sisma, cioè nella zona di massima amplificazione dello spettro elastico, nella maggior parte dei casi, infatti, si ha la cosiddetta conservazione dello spostamento, tale per cui lo spostamento di una struttura dipende dall'azione sismica piuttosto che dalla risposta strutturale. Per quanto riguarda invece strutture con periodo molto basso, esse devono essere in grado di sopportare una forza massima equivalente all'azione del sisma pari a quella calcolata per il sistema elastico e pari al prodotto della massa per l'accelerazione massima del suolo. Ciò suggerisce di utilizzare uno spettro di risposta di pseudo-accelerazione che abbia la stessa accelerazione di ancoraggio di quello elastico.

Tramite l'introduzione del fattore di struttura q , fattore che riduce le forze statiche equivalenti che una struttura deve essere in grado di sopportare in funzione della duttilità del sistema, si passa dallo spettro di risposta elastico in pseudo-accelerazione ad uno spettro ridotto, lo *spettro di progetto* che, nel caso delle componenti orizzontali assume le seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (4.19)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_o \quad (4.20)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (4.21)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (4.22)$$

Nelle norme è richiesto, inoltre, che risulti comunque $S_d(T) \geq 0,2 \cdot a_g$

In modo analogo, sostituendo ad η il fattore $1/q$ anche nelle (4.12), (4.13), (4.14), (4.15) si ottiene lo spettro di progetto della componente verticale. In questo caso q viene assunto uguale a 1,5 per qualsiasi materiale e sistema strutturale, poiché le strutture non sono in genere progettate per un comportamento duttile sotto azioni verticali.

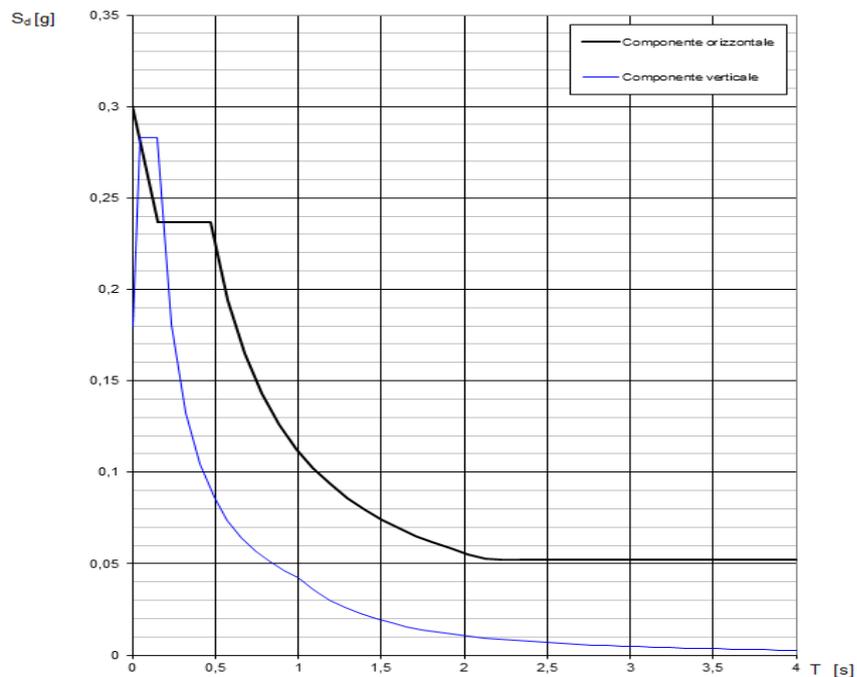


Figura 4.19 - Spettri di progetto per lo SLV

Per gli stati limite di esercizio (SLD), lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata.

Capitolo 5

MODELLAZIONE

La fase di calcolo viene svolta attraverso l'ausilio di un software di calcolo strutturale. *MIDAS Gen 2011* è un codice di calcolo ad elementi finiti di tipo "general purpose" cioè un software che è stato pensato per l'applicazione del metodo agli elementi finiti per una vasta tipologia di problemi, disponendo di una ampia libreria di elementi finiti, di tipologie di materiale e avendo implementato all'interno un'ampia gamma di analisi. Il software *MIDAS Gen 2011* è un programma commerciale e, come tale, possiede una qualità superiore nella gestione grafica sia per il pre-processamento, che per il post-processamento.

In tale software è però impossibile accedere al codice sorgente delle librerie di materiali ed elementi, pertanto, è possibile usare nelle analisi solamente quelle proprietà per gli elementi finiti che sono definite nella libreria del software.

Ipotesi

Nella schematizzazione dell'edificio sono state introdotte alcune ipotesi, ossia:

- trascurare gli elementi non strutturali: vengono considerati come non strutturali (e perciò non vengono modellati) le tramezze interne, le tamponature esterne con un'alta percentuale di foratura;
- considerare ciascun impalcato come infinitamente rigido nel proprio piano; questo può considerarsi vero qualora la rigidezza flessionale dell'impalcato sia infinitamente più grande di quella degli elementi portanti verticali;
- assumere uno schema costituito da un insieme spaziale di telai piani; questo implica che gli assi delle aste che si uniscono in un nodo convergano in un punto;
- considerare la struttura incastrata al piede e trascurando le interazioni col terreno; tale ipotesi è accettabile se la rigidezza degli elementi di fondazione è maggiore di quella di travi e pilastri, cosa facilmente verificabile nel caso di elementi verticali molto snelli.

Geometria del modello

Elementi

La modellazione dell'edificio è stata condotta con l'utilizzo del programma agli elementi finiti *MIDAS Gen 2011* (figg. 5.1-5.2).

La struttura portante dell'edificio è costituita da pilastri, travi e tamponature "resistenti"; non sono presenti pareti strutturali in grado di resistere a taglio.

Gli elementi che compongono il telaio in cemento armato vengono rappresentati con elementi *beam*, in grado di reagire alle sollecitazioni assiali, flettenti e di taglio. Ogni elemento strutturale è stato dapprima scomposto in una serie di parti tali da poter considerare la sezione costante (in geometria e armatura) in ogni tratto individuato, e in seguito ulteriormente diviso in base alla *mesh* degli elementi di tamponamento. I pilastri e le travi sono stati considerati in asse.

Per quanto riguarda i pannelli di tamponatura, questi sono stati modellati attraverso elementi *plate* bidimensionali con dimensione dell'ordine dei 25x25 cm; la *mesh* viene raffittita per gli elementi di bordo a contatto con l'interfaccia.

L'interfaccia tra telaio e tamponatura è stata modellata attraverso elementi monodimensionali *compression only*, ovvero elementi *truss* che reagiscono solo a compressione, disposti ortogonalmente all'interfaccia; in questo modo si vuole riprodurre il distacco tra telaio e pannello nelle zone in cui all'interfaccia si verificano delle tensioni normali di trazione che subentrano in presenza di sollecitazione orizzontale del telaio; la lunghezza di tali elementi è pari all'ingombro della trave stessa rispetto al suo asse.

Per le interfacce superiori di ciascun pannello, agli elementi *compression only* è stata aggiunta la proprietà *gap*: l'elemento reagisce solo a compressione, ma si attiva solo quando l'accorciamento tra i 2 nodi raggiunge un valore stabilito. Questo per evitare che le travi scarichino i carichi verticali direttamente sulla tamponatura sottostante anziché sui pilastri, stravolgendo lo schema statico della

struttura. Il valore del *gap* è stato assegnato in base agli spostamenti verticali relativi tra i nodi delle travi e quelli del tamponamento.

Vincoli

Per quanto riguarda le condizioni di vincolo sono stati inseriti incastri in corrispondenza del nodo inferiore di ognuno dei pilastri del piano interrato. Così facendo si è considerata la fondazione infinitamente rigida. Gli elementi dell'interfaccia inferiore dei pannelli al piano interrato sono stati vincolati esternamente tramite cerniere, così da permettere gli scorrimenti (figg. 5.1-5.2).

Per ricreare l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido e impedire spostamenti relativi, è stato inserito un *rigid link* tra i nodi di ogni piano. All'interno dei pannelli sono stati inseriti ulteriori *rigid link* tra i 2 nodi di base delle aperture, in modo da impedire la traslazione rigida irrealistica di una delle due porzioni laterali di pannello; questo accorgimento è giustificato dalla presenza della pavimentazione del solaio, che impedisce ai 2 nodi di avvicinarsi (figg. 5.1-5.2).



Figure 5.1-5.2 - *Modellazione telaiol; in evidenza vincoli e rigid links*

Materiali

Caratteristiche elastiche

Per gli elementi in calcestruzzo si sono adottati i parametri del *concrete C25/30* presente nella libreria dei materiali:

$E_c = 31,475 \text{ GPa}$	modulo elastico
$\nu = 0,2$	coefficiente di Poisson (non fessurato)
$\gamma = 24 \text{ kN} / \text{m}^3$	peso specifico

Per gli elementi della tamponatura è stato creato un materiale apposito ortotropo con le proprietà ricavate dalla modellazione delle tamponature (Capitolo 3):

$E_x = 3000 \text{ MPa}$	modulo elastico in direzione dei fori
$E_y = E_z = 2300 \text{ MPa}$	modulo elastico in direzione ortogonale ai fori
$G_x = 650 \text{ MPa}$	modulo elastico a taglio
$\nu_x = \nu_y = \nu_z = 0,15$	coefficiente di Poisson
$\gamma = 10 \text{ kN} / \text{m}^3$	peso specifico

Al materiale degli elementi di interfaccia *compression only* è stato assegnato peso nullo e una deformabilità estremamente ridotta in quanto la loro lunghezza rappresenta l'ingombro della trave.

$E = 1000000000000 \text{ GPa}$	modulo elastico
$\nu = 0$	coefficiente di Poisson
$\gamma = 0 \text{ kN} / \text{m}^3$	peso specifico

Carichi

I carichi verticali vengono applicati in accordo con l'analisi dei carichi svolta (Capitolo 4), distinguendo i vari casi di carico e assegnati come *beam load*.

I pesi propri degli elementi vengono ricavati automaticamente a partire dai pesi specifici dei materiali attraverso la funzione *self weight*; per questo i pesi strutturali G_1 vengono inseriti a meno del peso proprio delle travi e i pesi non strutturali G_2 vengono assegnati a meno del peso delle tamponature.

Le azioni orizzontali indotte dal sisma verranno applicate come *nodal load*, ovvero carichi applicati nei nodi di piano.

Capitolo 6

ANALISI STATICA EQUIVALENTE

In questo capitolo verrà effettuata un'analisi statica equivalente sul telaio oggetto di studio. Si tratta di un'analisi semplificata, ma è uno strumento pratico che permette di valutare in maniera rapida la risposta di una struttura al sisma.

Una volta ricavate le forze di piano secondo la procedura, queste vengono applicate sul telaio tamponato in esame e successivamente sullo stesso telaio privo di pannelli. Dal confronto dei risultati è possibile stimare qualitativamente gli effetti del tamponamento in termini di rigidezza e resistenza.

Risulta anche utile per valutare la bontà della modellazione adottata.

Procedura

L'analisi statica equivalente, definita dalla Normativa "Analisi lineare statica", consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica.

Tale analisi può essere effettuata su costruzioni non molto complesse, regolari in altezza, per le quali il periodo del modo proprio di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 \cdot T_C$ o T_D .

Le masse della struttura vengono concentrate in corrispondenza dei gli impalcati. Le forze orizzontali indotte dal sisma per i vari piani, vengono determinate in base alla forma modale del 1° modo di vibrare ϕ_1 . Questo perché, in genere, il 1° modo di vibrare è quello che dà un contributo sostanziale alla risposta della struttura, in quanto è il modo con il periodo maggiore e quindi il più flessibile.

Pesi di piano

Si effettua il calcolo dei pesi per ciascun impalcato del fabbricato.

I impalcato

Area solaio: $121,35 \text{ m}^2$

Area pianerottolo: $8,88 \text{ m}^2$

Area rampa: $6,00 \text{ m}^2$

Lunghezza travi: $77,30 \text{ m (30x50)} + 33,60 \text{ m (30x24)}$

Perimetro tamponamenti: $65,70 \text{ m}$

$$\text{Strutturali "G}_1\text{"} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Solaio :} \quad 267,00 \text{ kN} \\ \text{Travi :} \quad 350,35 \text{ kN} \\ \text{Pilastrri :} \quad 300,00 \text{ kN} \\ \text{Pianerottolo :} \quad 53,25 \text{ kN} \\ \text{Rampa :} \quad 20,10 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Non strutturali "G}_2\text{"} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pavimentazione :} \quad 435,70 \text{ kN} \\ \text{Tamponamenti :} \quad 295,65 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Variabili "Q} \cdot \psi_2\text{"} : \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Abitazione :} \quad 242,70 \cdot 0,3 = 72,80 \text{ kN} \\ \text{Scale :} \quad 59,20 \cdot 0,6 = 35,70 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Totale $W_1 = 1830,55 \text{ kN}$

II - III impalcato

Area solaio: $175,80 \text{ m}^2$ (di cui $54,45 \text{ m}^2$ balconi)

Area pianerottolo: $8,88 \text{ m}^2$

Area rampa: $6,00 \text{ m}^2$

Lunghezza travi: $90,50 \text{ m}$ (30x50) + $33,60 \text{ m}$ (30x24)

Perimetro tamponamenti: $65,70 \text{ m}$

$$\text{Strutturali "G}_1\text{"} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Solaio :} \quad 386,75 \text{ kN} \\ \text{Travi :} \quad 400,00 \text{ kN} \\ \text{Pilastrri :} \quad 300,00 \text{ kN} \\ \text{Pianerottolo :} \quad 53,25 \text{ kN} \\ \text{Rampa :} \quad 20,10 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Non strutturali "G}_2\text{"} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pavimentazione :} \quad 620,85 \text{ kN} \\ \text{Tamponamenti :} \quad 295,65 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Variabili "Q} \cdot \psi_2\text{"} : \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Abitazione :} \quad 242,70 \cdot 0,3 = 72,80 \text{ kN} \\ \text{Scale :} \quad 59,20 \cdot 0,6 = 35,70 \text{ kN} \\ \text{Balconi :} \quad 217,80 \cdot 0,6 = 130,70 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Totale } W_2 = W_3 = 2315,80 \text{ kN}$$

IV impalcato (sottotetto)

Area solaio: $185,70 \text{ m}^2$

Area pianerottolo: $8,88 \text{ m}^2$

Area rampa: $3,00 \text{ m}^2$

Lunghezza travi: $92,90 \text{ m (30x50)} + 33,60 \text{ m (30x24)}$

Perimetro tamponamenti: $32,70 \text{ m}$

$$\text{Strutturali "G}_1\text{"} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Solaio :} \quad 408,55 \text{ kN} \\ \text{Travi :} \quad 408,90 \text{ kN} \\ \text{Pilastri :} \quad 191,10 \text{ kN} \\ \text{Pianerottolo :} \quad 53,25 \text{ kN} \\ \text{Rampa :} \quad 10,05 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Non strutturali "G}_2\text{"} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pavimentazione :} \quad 631,40 \text{ kN} \\ \text{Tamponamenti :} \quad 81,75 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Variabili " } Q \cdot \psi_2 \text{ ":} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Abitazione :} \quad 48,16 \cdot 0,3 = 14,50 \text{ kN} \\ \text{Scale :} \quad 47,52 \cdot 0,6 = 28,50 \text{ kN} \\ \text{Manutenzione :} \quad 48,64 \cdot 0,0 = 0,00 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Totale } W_4 = 1828,00 \text{ kN}$$

V impalcato (copertura)

$$\text{Area solaio: } 216,36 \text{ m}^2$$

$$\text{Lunghezza travi: } 128,35 \text{ m (30x50)} + 33,60 \text{ m (30x24)}$$

$$\text{Strutturali " } G_1 \text{ " } \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Solaio :} \quad 476,00 \text{ kN} \\ \text{Travi :} \quad 541,80 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{Non strutturali " } G_2 \text{ " } \quad \{ \text{Copertura :} \quad 584,20 \text{ kN}$$

$$\text{Variabili " } Q \cdot \psi_2 \text{ ":} \quad \{ \text{Neve :} \quad 309,40 \cdot 0,0 = 0,00 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } W_5 = 1602,00 \text{ kN}$$

VI impalcato (copertura vano scala)

$$\text{Area solaio: } 20,22 \text{ m}^2$$

$$\text{Lunghezza travi: } 29,38 \text{ m (30x50)}$$

Strutturali “ G_1 ” $\left\{ \begin{array}{l} \text{Solaio : } 44,50 \text{ kN} \\ \text{Travi : } 110,20 \text{ kN} \end{array} \right.$

Non strutturali “ G_2 ” $\{ \text{Copertura : } 54,60 \text{ kN}$

Variabili “ $Q \cdot \psi_2$ ” : $\{ \text{Neve : } 28,90 \cdot 0,0 = 0,00 \text{ kN}$

Totale $W_6 = 209,30 \text{ kN}$

Forze di piano

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente distribuita uniformemente lungo l'altezza, il periodo T_1 del modo di vibrare principale può essere stimato con la seguente espressione:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad \Rightarrow T_1 = 0,571 s \quad (6.1)$$

dove:

- H è l'altezza della costruzione (m) dal piano della fondazione; nella struttura in esame si considera un'altezza media $H = 15 m$;
- C_1 è un coefficiente che per le strutture a telaio in calcestruzzo armato vale 0.075.

L'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1

$$T_C \leq T_1 < T_D \quad S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T_1} \right) = \frac{0,134}{T_1} \cdot g = 0,235 \cdot g \quad (6.2)$$

Non occorre conoscere con esattezza il 1° modo di vibrare: infatti, come detto precedentemente, il 1° modo di vibrare ϕ_1 corrisponde alla forma modale più flessibile, ovvero quello per cui la struttura si deforma secondo una direzione.

Avendo quindi un'idea sull'andamento del 1° modo, questo può essere approssimato. L'approssimazione più semplice è quella lineare: la forma modale ϕ_1 sarà proporzionale all'altezza H della struttura. Per cui se h_j è l'altezza del piano j-esimo, la deformata del j-esimo piano dovuta al 1° modo di vibrare ϕ_1 sarà:

$$\phi_{j1} = \alpha \cdot h_j \quad (6.3)$$

La deformata della struttura sarà descritta dal seguente coefficiente:

$$\phi(z_i) = \frac{\sum_{j=1}^n W_j}{\sum_{j=1}^n z_j \cdot W_j} \cdot z_i \quad (6.4)$$

I impalcato ($W_1 = 1830,55 \text{ kN}$; $z_1 = 3,00 \text{ m}$):	$\Rightarrow \phi(z_1) = 0,32884$
II impalcato ($W_2 = 2315,80 \text{ kN}$; $z_2 = 6,20 \text{ m}$):	$\Rightarrow \phi(z_2) = 0,67960$
III impalcato ($W_3 = 2315,80 \text{ kN}$; $z_3 = 9,40 \text{ m}$):	$\Rightarrow \phi(z_3) = 1,03037$
IV impalcato ($W_4 = 1828,00 \text{ kN}$; $z_4 = 12,60 \text{ m}$):	$\Rightarrow \phi(z_4) = 1,38113$
V impalcato ($W_5 = 1602,00 \text{ kN}$; $z_5 = 15,00 \text{ m}$):	$\Rightarrow \phi(z_5) = 1,64421$
VI impalcato ($W_6 = 209.30 \text{ kN}$; $z_6 = 16,60 \text{ m}$):	$\Rightarrow \phi(z_6) = 1,81960$

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione si ottiene mediante la seguente espressione:

$$P_i = \lambda \cdot S_d(T_1) \cdot \frac{W_i}{g} \cdot \phi(z_i) \quad \text{dove} \quad \lambda = 0.85 \quad (6.5)$$

I impalcato ($W_1 = 1830,55 \text{ kN}$; $z_1 = 3,00 \text{ m}$):	$\Rightarrow P_1 = 120,25 \text{ kN}$
II impalcato ($W_2 = 2315,80 \text{ kN}$; $z_2 = 6,20 \text{ m}$):	$\Rightarrow P_2 = 314,37 \text{ kN}$
III impalcato ($W_3 = 2315,80 \text{ kN}$; $z_3 = 9,40 \text{ m}$):	$\Rightarrow P_3 = 476,65 \text{ kN}$
IV impalcato ($W_4 = 1828,00 \text{ kN}$; $z_4 = 12,60 \text{ m}$):	$\Rightarrow P_4 = 504,31 \text{ kN}$
V impalcato ($W_5 = 1602,00 \text{ kN}$; $z_5 = 15,00 \text{ m}$):	$\Rightarrow P_5 = 526,15 \text{ kN}$
VI impalcato ($W_6 = 209.30 \text{ kN}$; $z_6 = 16.60 \text{ m}$):	$\Rightarrow P_6 = 76,10 \text{ kN}$

Le forze calcolate si riferiscono alla totalità della costruzione. Occorre ora determinare la frazione che compete al telaio in esame; avendo ipotizzato i solai infinitamente rigidi nel loro piano, la ripartizione delle forze verrà fatta in base alle rigidezze dei telai.

Si ricorda che la struttura comprende 20 pilastri, di cui 4 con sezione 30x30 cm e 16 con sezione 30x50 cm, la cui dimensione maggiore è in direzione Y.

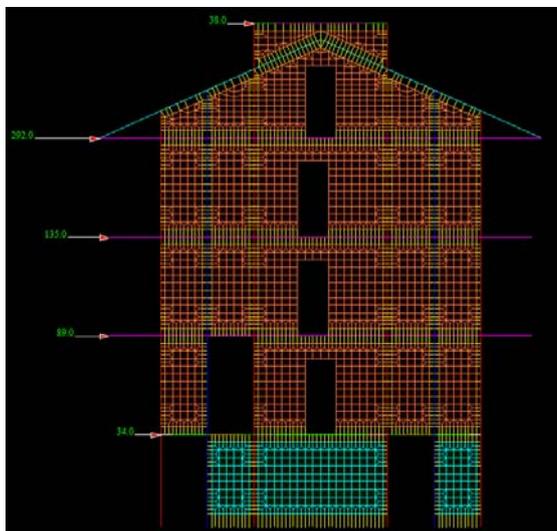
Il telaio è disposto in direzione X e comprende 4 pilastri 30x50 cm e 2 pilastri 30x30 cm. La frazione delle forze totali di impalcato che assorbirà il telaio in esame è espressa dal rapporto tra la rigidezza dei pilastri del telaio e la rigidezza totale della struttura in direzione X.

$$J_1 = 0,00585 \text{ m}^4 \quad \text{rigidezza del telaio } I$$

$$J_x = 0,0207 \text{ m}^4 \quad \text{rigidezza della struttura in direzione X}$$

Le forze di piano saranno fornite dalla seguente espressione:

$$F_i = \frac{J_1}{J_x} \cdot P_i \quad (6.6)$$



$$F_1 = 34,00 \text{ kN}$$

$$F_2 = 89,00 \text{ kN}$$

$$F_3 = 135,00 \text{ kN}$$

$$F_4 = 143,00 \text{ kN}$$

$$F_5 = 149,00 \text{ kN}$$

$$F_6 = 38,00 \text{ kN}$$

Figura 6.1 - Telaio 1: forze di piano

Le forze di piano relative al sottotetto e alla copertura sono state sommate e applicate all'impalcato di sottotetto.

Risultati

Le forze di piano ottenute sono state combinate con i carichi verticali secondo l'espressione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj} \quad (6.8)$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj} \quad (6.9)$$

dove:

- $\psi_{2j} = 0,3$ per i carichi variabili in ambienti ad uso residenziale;
- $\psi_{2j} = 0,6$ per i carichi variabili in ambienti suscettibili ad affollamento (tra cui scale e balconi);
- $\psi_{2j} = 0,0$ per i carichi variabili sulle coperture;
- $\psi_{2j} = 0,0$ per il carico neve al di sotto dei 1000 m s.l.m.

Per via dell'utilizzo di elementi *compression only*, il software avvia un'analisi non lineare, procedendo attraverso iterazioni. Ma in realtà si tratta di analisi elastica, in quanto i materiali definiti sono elastici.

Come prima cosa, si è potuto verificare che la modellazione adottata risulta attendibile: gli elementi *compression only* riproducono in modo soddisfacente le condizioni di interfaccia, garantendo il distacco del pannello dal telaio laddove la tensione di interfaccia è di trazione (fig. 6.3).

Inoltre analizzando lo stato tensionale degli elementi di tamponamento, si può apprezzare come le isostatiche di compressione si concentrino lungo la diagonale di ciascun pannello, mentre la parte di muratura circostante la diagonale risulta

scarica (figg. 6.4); in caso di pannello con apertura si forma un meccanismo resistente composto da più bielle.

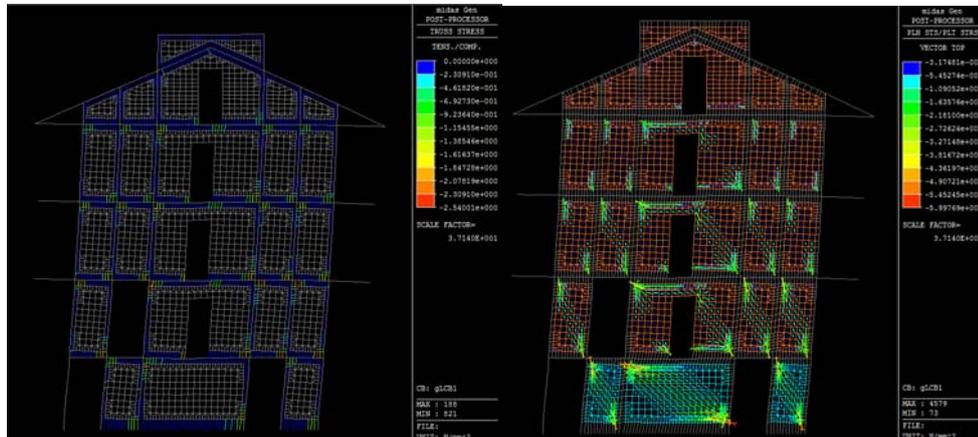


Figure 6.3-6.4 - Stato di tensione nei pannelli di tamponatura: isostatiche di compressione

Esaminando gli spostamenti si può notare come la presenza del tamponamento irrigidisca il telaio. Nella fattispecie la rigidezza aumenta di circa 2 volte (figg. 6.5-6-10; tab. 6.1).

SPOSTAMENTI DI INTERPIANO [mm]	Telaio	
	Tamponato	Nudo
I impalcato	6,1	9,0
II impalcato	12,2	20,9
III impalcato	17,2	31,4
IV impalcato	20,9	39,1
VI impalcato	21,9	40,7

Tabella 6.1 - Spostamenti: confronto tra telaio tamponato-telaio nudo

Si può notare come, nonostante la presenza massiccia di tamponatura, la rigidezza venga incrementata circa 2 volte; quella che potrebbe sembrare un'anomalia è dovuta sia alle caratteristiche meccaniche di un tamponamento leggero, ma soprattutto alla geometria del telaio: a causa delle luci ridotte tra i pilastri laterali, le travi delle campate laterali risultano particolarmente tozze, con rapporto tra altezza della sezione e luce pari a 1:3. In presenza di sollecitazione orizzontale, queste travi, lavorando principalmente a taglio, fanno sì che i 3 pilastri che collegano, non reagiscano singolarmente, ma tendano a lavorare insieme anche nel caso di assenza di tamponamenti, come si evince anche dal diagramma dello sforzo normale (fig. 6.7).

Per quanto riguarda le sollecitazioni, si registra una generale riduzione in presenza di tamponamenti soprattutto per sforzo assiale e momento flettente. Nel caso del taglio, i valori massimi rimangono praticamente costanti, ma per via dell'interazione telaio-pannello, l'andamento cambia radicalmente. Singolarità, come cambio di segno, si hanno in presenza di tamponature parziali e aperture.

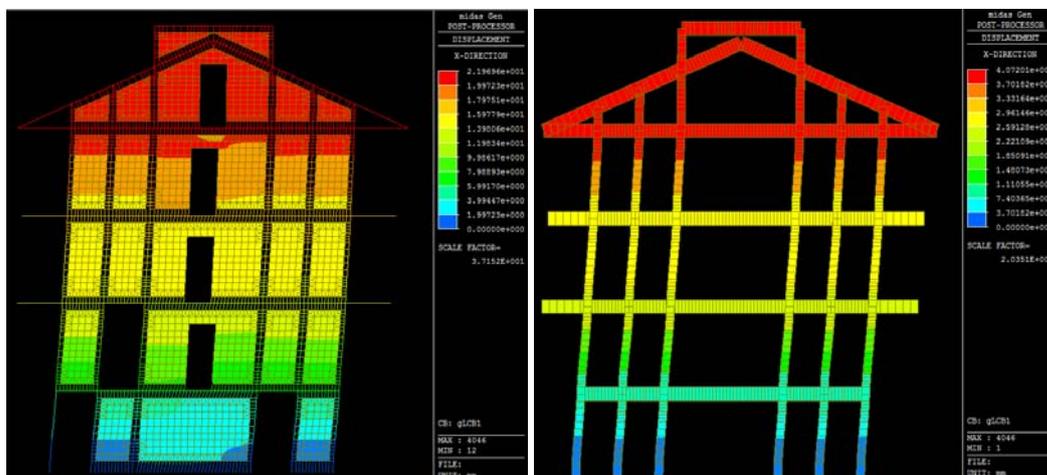


Figure 6.5-6.6 - *Spostamenti: confronto tra telaio tamponato-telaio nudo*

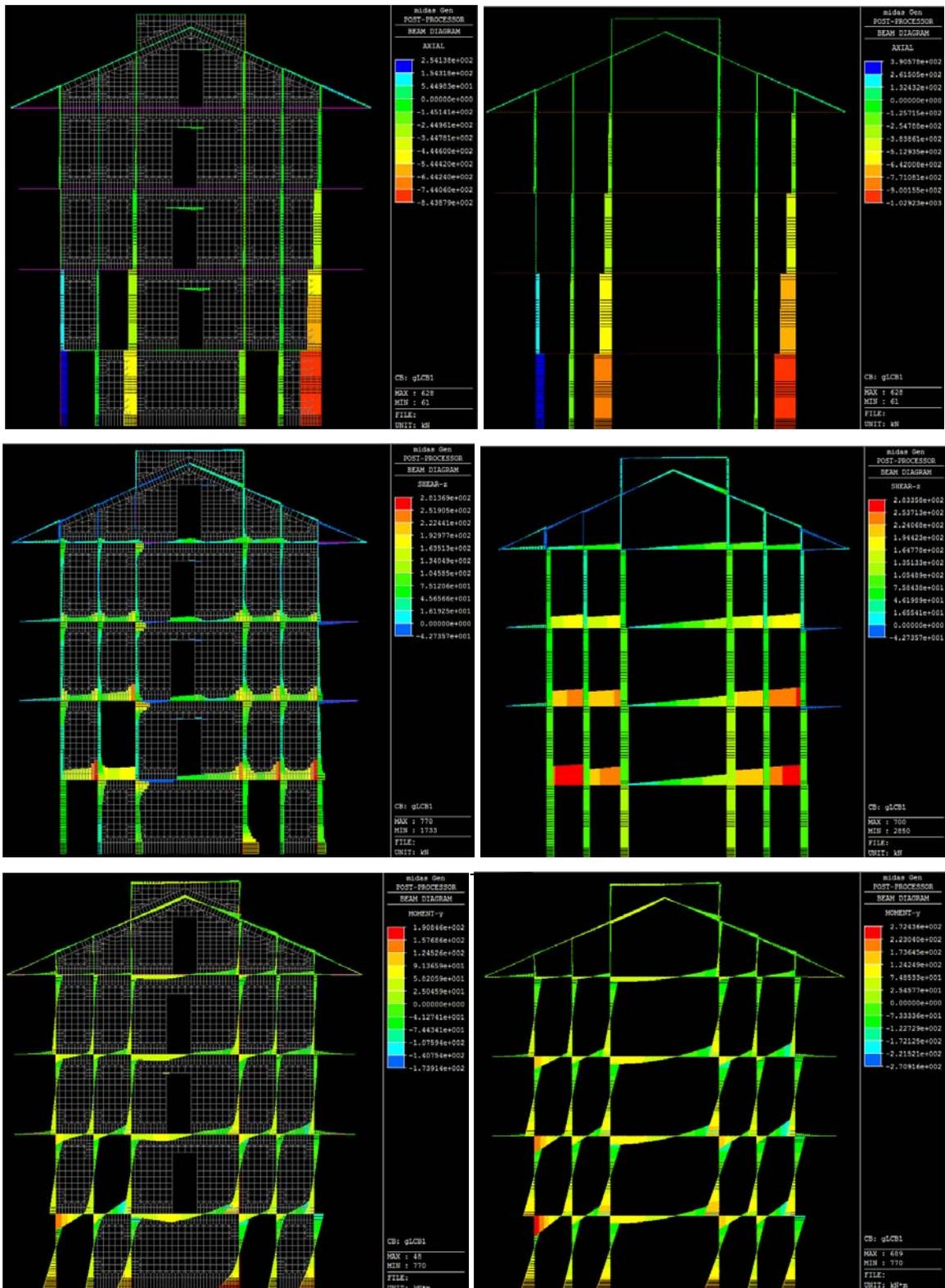


Figure 6.7-6.8-6.9 - Sollecitazioni: confronto tra telaio tamponato e nudo

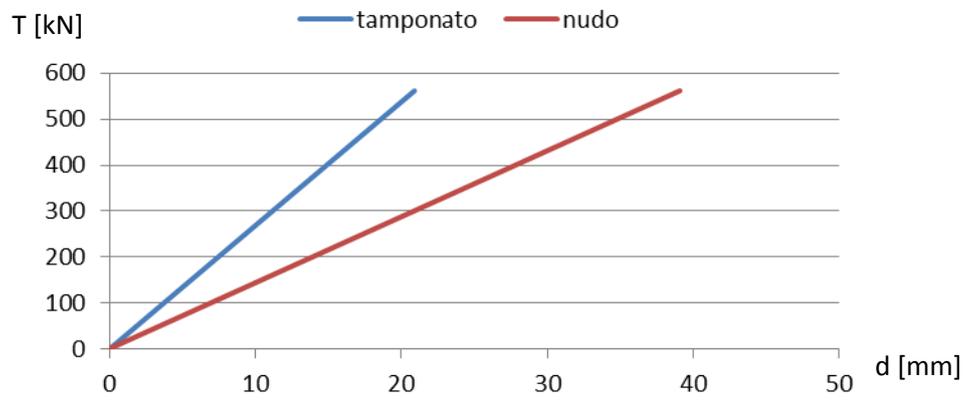


Figure 6.10 - Rigidezze: confronto tra telaio nudo e tamponato

Capitolo 7

UNA MODELLAZIONE ALTERNATIVA

La tecnica di modellazione è stata descritta nel Capitolo 5.

Gli elementi del telaio (travi e pilastri) sono rappresentati attraverso elementi *beam*, i pannelli di tamponatura sono stati modellati attraverso elementi *plate* bidimensionali ortotropi, mentre le condizioni di interfaccia tra telaio e pannelli di tamponatura sono state ricreate attraverso elementi di collegamento *compression only*.

Nell'affrontare l'analisi di spinta si dovranno assegnare le caratteristiche non lineari ai materiali dei vari elementi. Inoltre per gli elementi *beam* verrà adottato un modello a *plasticità diffusa* attraverso una modellazione a fibre.

Purtroppo tale modellazione, così concepita, non può essere adoperata per un'analisi push-over. Tale impossibilità è data dalla limitazione teorica di questi elementi, per cui non si può condurre un'analisi statica non lineare in un modello dove coesistono modelli a fibre e modelli a legami costitutivi per *plate*.

Da ciò la necessità di trovare una nuova strada. L'alternativa consiste nel sostituire gli elementi *plate* con una reticolare di elementi *truss*.

Benedetti, Pelà, Ramalho (2010)

Un approccio interessante e semplice si basa sulla discretizzazione della struttura in muratura come un sistema di elementi reticolari con opportuno legame costitutivo.

La struttura muraria viene così trasformata in una griglia di molle (bielle) definite nelle direzioni ortotropiche principali (orizzontale e verticale) e lungo le linee diagonali (fig. 7.1).

Questo approccio presenta diverse caratteristiche favorevoli. Prima di tutto, dopo la fessurazione, muratura si comporta come un sistema di cunei di spinta che sono molto simili a un telaio reticolare. In secondo luogo, i meccanismi di taglio e flessione sono chiaramente distinti, ma derivano da una singola legge costitutiva valida per tutti gli elementi che compongono il modello.

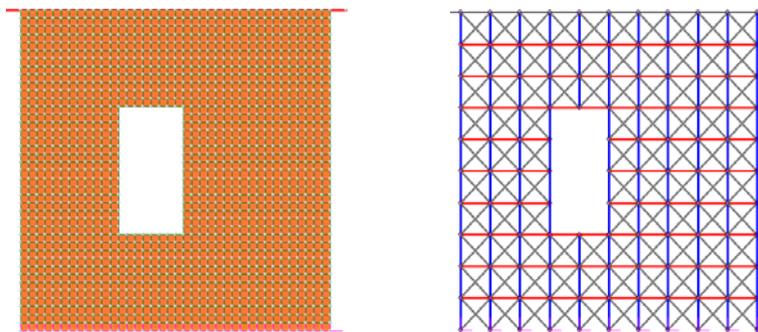


Figura 7.1 - *Modello ad elementi plate e rispettivo modello a molle*

Caratteristiche geometriche delle molle

Le rigidzze delle molle vengono calcolate attraverso un'equivalenza elastica. La dimensione degli elementi reticolari, secondo la direzione ortogonale al piano del

reticolo, può essere assunto pari allo spessore della parete in muratura. Nel caso di fogli multipli in una parete, deve essere creata una struttura reticolare per ciascuno strato di muratura considerando il relativo spessore.

La rigidezza elastica equivalente è determinata fissando la larghezza B_x degli elementi orizzontali, B_y degli elementi verticali e B_d degli elementi diagonali in modo da eguagliare la rigidezza flessionale e a taglio del pannello (fig. 7.2).

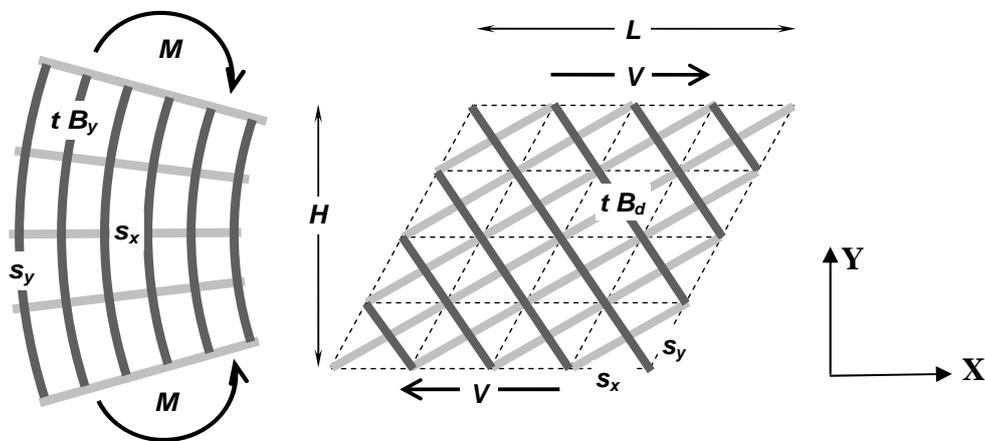


Figura 7.2 - Deformazione flessionale e a taglio

Per quanto riguarda l'equivalenza flessionale è possibile dividere la lunghezza L del pannello in un numero m di tratti, in modo che

$$s_x = \frac{L}{m} \quad (7.1)$$

In questo caso, imponendo l'uguaglianza di rigidezza tra la parete e le molle, secondo la direzione y , è possibile scrivere

$$\frac{t \cdot L^3}{12} = \sum_{i=0}^m t \cdot B_y \cdot \left(\frac{i \cdot L}{m} - \frac{L}{2} \right)^2 \quad (7.2)$$

Quindi, la larghezza delle molle verticali può essere scritta come

$$B_y = \frac{m \cdot L}{(m+1) \cdot (m+2)} \quad (7.3)$$

Analogamente, dividendo l'altezza H del pannello in un numero n di tratti, si può ottenere la larghezza delle molle orizzontali, secondo l'asse x

$$s_y = \frac{H}{n} \quad (7.4)$$

$$B_x = \frac{n \cdot H}{(n+1) \cdot (n+2)} \quad (7.5)$$

Per quanto riguarda l'equivalenza della rigidezza al taglio, è possibile scrivere

$$\frac{V \cdot s_y}{G \cdot t \cdot s_x} = \frac{V \cdot s_x^2}{2 \cdot E \cdot t \cdot B_d \cdot \sqrt{s_x^2 + s_y^2}} \quad (7.6)$$

Da quest'ultima equazione è possibile ottenere la larghezza degli elementi diagonali:

$$B_d = \frac{s_x^3}{4 \cdot (1 + \nu) \cdot s_y \cdot \sqrt{s_x^2 + s_y^2}} \quad (7.7)$$

Leggi costitutive degli elementi a molla

Il modello deve essere completato con le proprietà meccaniche dei vari elementi. La legge costitutiva che verrà considerata per le molle sarà una curva uniassiale elasto-plastico degradante. Tale legame verrà descritto nel Capitolo 9.

Modellazione

In base alla tecnica appena descritta si modifica il modello del telaio. I pannelli vengono quindi modellati attraverso una struttura reticolare composta da elementi orizzontali, verticali e diagonali secondo un criterio comune: si è fatto in modo che gli elementi diagonali avessero orientativamente la direzione delle isostatiche di trazione e compressione evidenziate nell'analisi lineare, ovvero la direzione delle diagonali del pannello (senza considerare le aperture). Ciò significa che la forma della singola maglia della reticolare sia proporzionale alla forma dell'intero pannello. In altre parole ciò significa considerare un numero m di divisioni lungo la lunghezza circa uguale al numero n di divisioni in altezza. In particolare si è posto:

$$n = m + (1 \div 2) \quad (7.8)$$

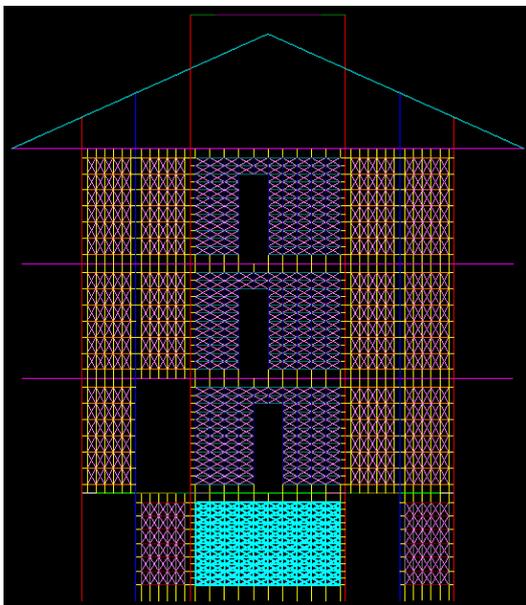
Occorre poi verificare che questa nuova modellazione ha rigidezza equivalente al precedente modello con le *plate* descritto nel Capitolo 5. Pertanto si riesegue l'analisi statica equivalente applicando le forze di piano calcolate nel Capitolo 6 e si confrontano gli spostamenti di interpiano.

Si indica con:

- l_w : lunghezza netta del pannello
- h_w : altezza netta del pannello
- t_w : spessore del pannello
- E_w : modulo elastico in direzione diagonale del tamponamento
- G_w : modulo a taglio del tamponamento
- ν : coefficiente di Poisson

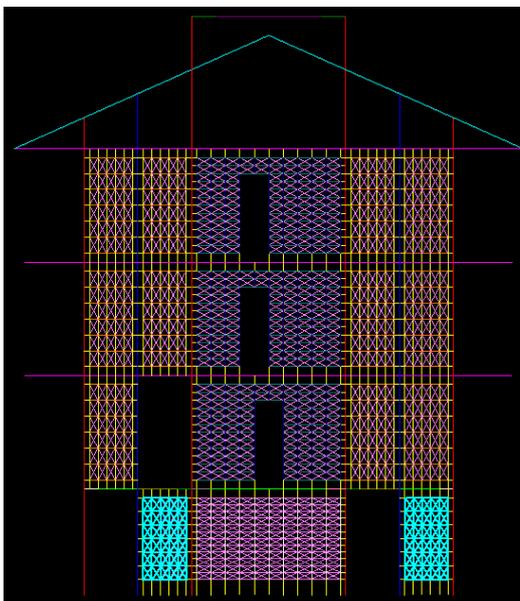
- m : numero di maglie in direzione orizzontale
- n : numero di maglie in direzione verticale
- B_v : larghezza del puntone verticale
- B_h : larghezza del puntone orizzontale
- B_d : larghezza del puntone diagonale

Telaio



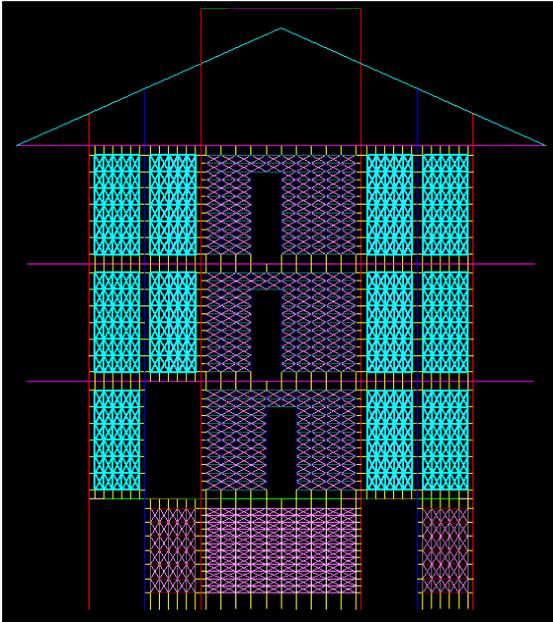
$$\begin{aligned}l_w &= 4,00 \text{ m} \\h_w &= 2,30 \text{ m} \\t_w &= 8,00 \text{ cm} \\E_w &= 2800 \text{ MPa} \\G_w &= 650 \text{ MPa} \\\nu &= 0,12 \\m &= 10 \\n &= 12 \\B_v &= 30,30 \text{ cm} \\B_h &= 15,10 \text{ cm} \\B_d &= 16,80 \text{ cm}\end{aligned}$$

Figura 7.4 - Pannello a



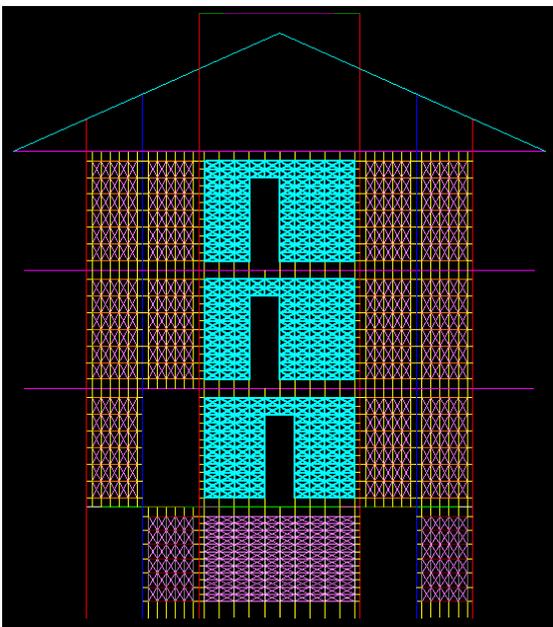
$$\begin{aligned}l_w &= 1,20 \text{ m} \\h_w &= 2,30 \text{ m} \\t_w &= 8,00 \text{ cm} \\E_w &= 2550 \text{ MPa} \\G_w &= 650 \text{ MPa} \\\nu &= 0,12 \\m &= 5 \\n &= 6 \\B_v &= 24,60 \text{ cm} \\B_h &= 14,30 \text{ cm} \\B_d &= 1,80 \text{ cm}\end{aligned}$$

Figura 7.5 - Pannello b



$$\begin{aligned}
 l_w &= 1,20 \text{ m} \\
 h_w &= 2,70 \text{ m} \\
 t_w &= 20,00 \text{ cm} \\
 E_w &= 2535 \text{ MPa} \\
 G_w &= 650 \text{ MPa} \\
 \nu &= 0,13 \\
 m &= 5 \\
 n &= 6 \\
 B_v &= 14,30 \text{ cm} \\
 B_h &= 28,90 \text{ cm} \\
 B_d &= 1,30 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Figura 7.6 - Pannello c



$$\begin{aligned}
 l_w &= 4,00 \text{ m} \\
 h_w &= 2,70 \text{ m} \\
 t_w &= 20,00 \text{ cm} \\
 E_w &= 2750 \text{ MPa} \\
 G_w &= 650 \text{ MPa} \\
 \nu &= 0,12 \\
 m &= 10 \\
 n &= 12 \\
 B_v &= 30,30 \text{ cm} \\
 B_h &= 17,80 \text{ cm} \\
 B_d &= 13,80 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Figura 7.7 - Pannello d

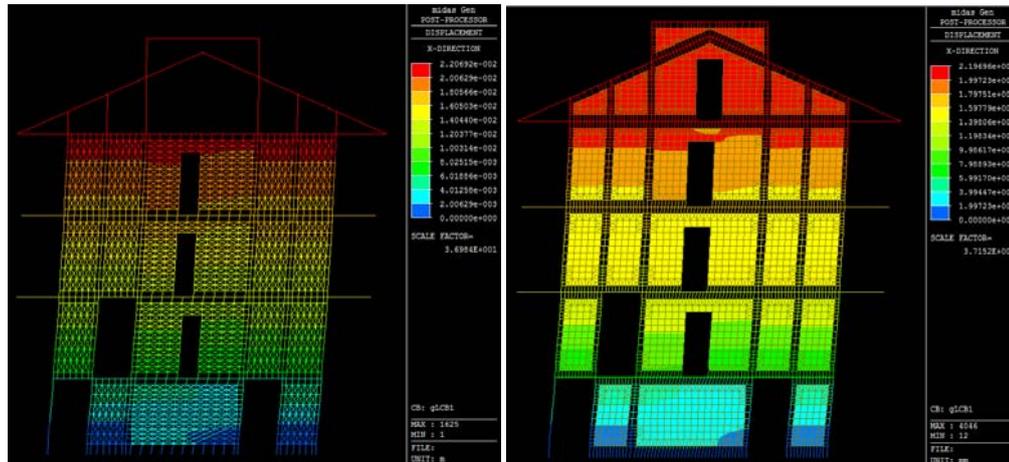


Figura 7.8 - Confronto tra le 2 modellazioni: spostamento

SPOSTAMENTI DI INTERPIANO [mm]	Telaio 1		
	Plate	Reticolo	diff
I impalcato	6,1	5,9	-3,3%
II impalcato	12,2	12,1	-0,8%
III impalcato	17,2	17,3	0,6%
IV impalcato	20,9	21,0	0,5%
VI impalcato	21,9	22,0	0,5%

Tabella 7.1 - Confronto tra le 2 modellazioni: spostamenti di interpiano

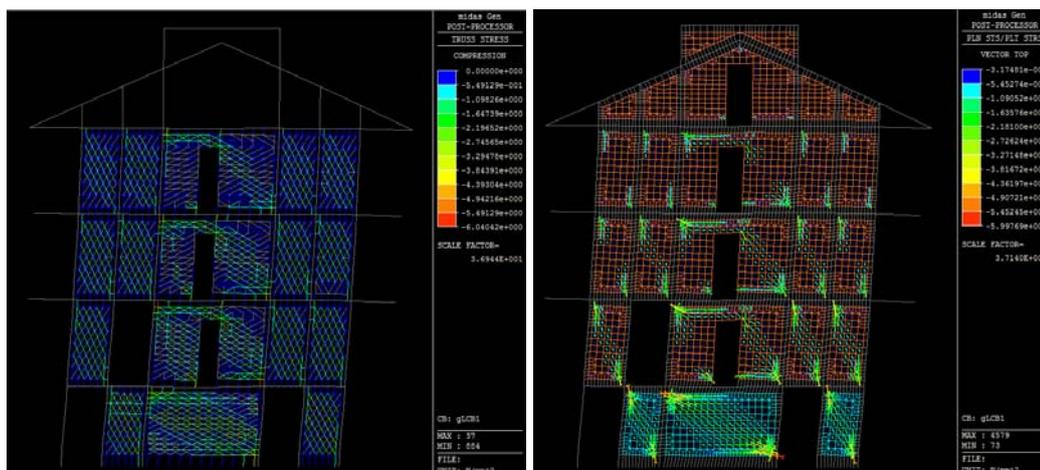


Figura 7.9 - Confronto tra le 2 modellazioni: compressione nel tamponamento

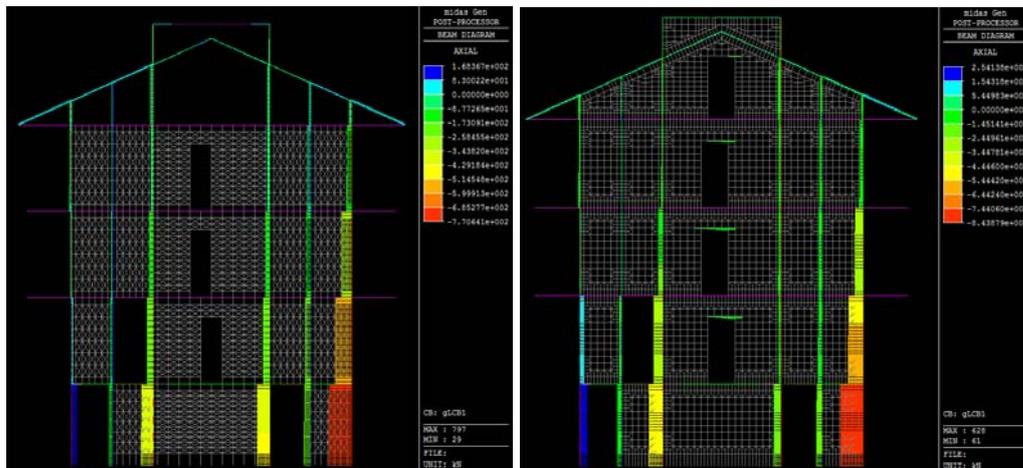


Figura 7.10 - Confronto tra le 2 modellazioni: sforzo normale

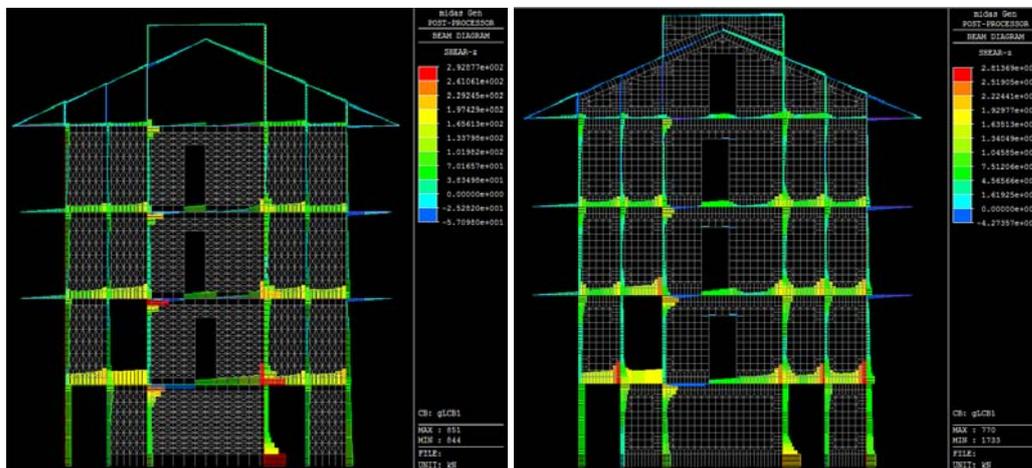


Figura 7.11 - Confronto tra le 2 modellazioni: taglio

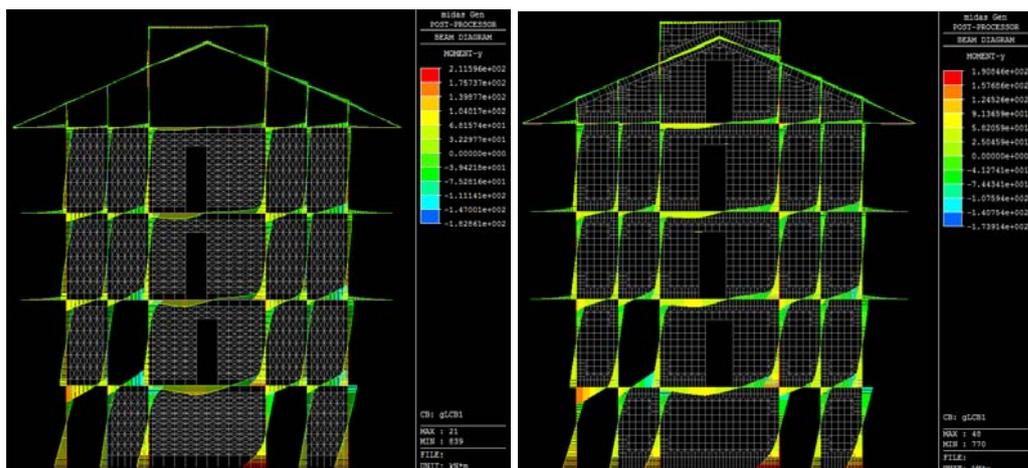


Figura 7.12 - Confronto tra le 2 modellazioni: momento

Capitolo 8

INTRODUZIONE ALL'ANALISI NON LINEARE

La duttilità strutturale, ovvero la capacità della struttura di sviluppare deformazioni in campo plastico, ha un ruolo assolutamente centrale nella resistenza nei confronti delle sollecitazioni indotte da un sisma.

Di conseguenza è necessario analizzare il comportamento non lineare della struttura, individuare come varia lo schema strutturale, e quindi la risposta, con la progressiva plasticizzazione dei vari elementi, individuando così la distribuzione della domanda di plasticità.

L'analisi di *push-over* o analisi di spinta è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento) applicata. Essa consiste nello applicare alla struttura i carichi gravitazionali e un sistema di forze orizzontali distribuite secondo un certo andamento. Tali forze vengono incrementate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo fino al raggiungimento delle condizioni di collasso globale o locale. Il risultato dell'analisi è la definizione di un legame scalare forza-spostamento caratteristico per il sistema studiato, detto *curva di capacità*.

L'analisi viene svolta tenendo in conto il comportamento non lineare dei materiali e gli effetti del secondo ordine.

La metodologia di *push-over* vuole essere un procedimento semplice, e al tempo stesso computazionalmente economico, che consenta di studiare il comportamento elastico in campo lineare e inelastico in campo plastico, la successione della formazione delle cerniere plastiche, i punti di criticità strutturale, come e quale tipo di crisi si raggiunge, quale sia il livello di duttilità strutturale.

L'analisi *push-over*

Sistema SDOF

Si consideri un sistema ad un grado di libertà (SDOF) costituito da una massa concentrata m sorretta da un elemento privo di massa ma con rigidezza laterale k e responsabile dello smorzamento (fig. 8.1).

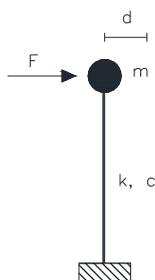


Figura 8.1 - Sistema ad un grado di libertà

La configurazione deformata (o campo di spostamento) del sistema è definita da un unico parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo d della massa m rispetto al suolo.

L'analisi di spinta, per questo caso specifico, consiste nell'applicare alla massa del sistema uno spostamento d o una forza F la cui intensità viene gradualmente incrementata nella direzione dell'unico grado di libertà disponibile.

Le espressioni che definiscono la forzante generalizzata possono esprimersi come:

$$d = \alpha \cdot d_0 \quad (8.1)$$

$$F = \beta \cdot F_0 \quad (8.2)$$

Fissato il valore di d_0 o F_0 , il fattore moltiplicativo α o β è gradualmente incrementato fino ad un valore finale che permette di investigare il campo di risposta di interesse per il sistema in esame.

Il comportamento del sistema è definito da un legame forza-spostamento $F-d$, detto *curva di capacità*.

Sistema MDOF

Una struttura reale viene schematizzata con un sistema a più gradi di libertà (MDOF), in cui le masse vengono concentrate in corrispondenza dei vari impalcati. Nel caso di sistemi MDOF, l'approccio è simile al caso SDOF con la differenza che alla struttura viene applicato un profilo di forze o di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano (fig. 8.2).

$$\underline{d} = \alpha \cdot \underline{d}_0 \quad (8.3)$$

$$\underline{F} = \beta \cdot \underline{F}_0 \quad (8.4)$$

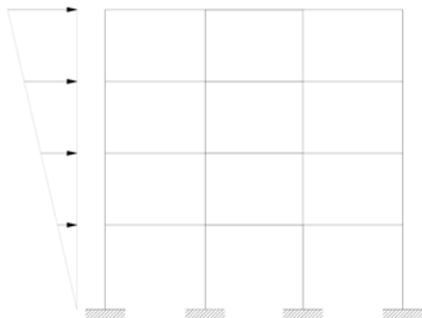


Figura 8.2 - Sistema a più gradi di libertà

L'analisi si basa sulle seguenti assunzioni (a rigore non esatte):

- la risposta della struttura è dominata da un solo modo;
- la forma di questo modo rimane costante per tutta la durata della risposta.

La scelta del profilo di forze \underline{F}_0 o di spostamenti \underline{d}_0 da adottare, non viene indicato esplicitamente, per cui si ha una certa libertà di approccio. Si distinguono:

- *metodi uni-modali*: l'andamento della deformata del sistema MDOF è descritto tramite un vettore di forma $\underline{\phi}$ la cui ampiezza varia nel tempo per mezzo di una coordinata generalizzata $q(t)$.

- *metodi multi-modali*: l'andamento della deformata del sistema MDOF è descritto tramite una combinazione lineare di vettori di forma $\underline{\phi}_m$ la cui ampiezza varia nel tempo tramite le corrispondenti coordinate generalizzate $q_m(t)$.

Si può scegliere una qualunque forma ragionevole per $\underline{\phi}$ o $\underline{\phi}_m$ (uniforme, triangolare, modale), ma solitamente si adottano le forme modali del sistema MDOF.

In particolare nei metodi uni-modali $\underline{\phi} = \underline{\phi}_1$ e rappresenta la prima forma modale.

Inoltre i vettori di forma adottati nei metodi uni-modali o multi-modali possono essere costanti durante l'intera storia temporale indipendentemente dal livello di deformazione (*metodi non adattivi*) o possono essere modificati (*metodi adattivi*) quando si verifica un cambiamento sostanziale delle caratteristiche del sistema resistente a seguito del progredire della plasticizzazione nel sistema stesso.

Il profilo di carico applicato (metodi uni-modali) o i profili di carico applicati (metodi multi-modali) sono proporzionali, attraverso la matrice delle masse $\underline{\underline{M}}$, rispettivamente al vettore di forma $\underline{\phi}$ o ai vettori di forma $\underline{\phi}_m$ solitamente normalizzati rispetto ad uno spostamento unitario in sommità della struttura.

$$\underline{F}_0 = \underline{\underline{M}} \cdot \underline{\phi} \quad (8.5)$$

Eseguito il calcolo di spinta, per descrivere il comportamento dell'intero sistema in termini di legame scalare forza-spostamento $F-d$, è necessario scegliere un solo parametro di forza ed un solo parametro di spostamento; in sostanza, il sistema MDOF viene trattato come un sistema SDOF equivalente.

Infine, un'ultima osservazione riguarda la scelta di un'analisi di spinta in controllo di forza o in controllo di spostamento. Se la struttura avesse un comportamento elastico lineare i due approcci condurrebbero agli stessi risultati ma la presenza di effetti anelastici comporta una sensibile differenza tra le due alternative.

L'analisi di spinta a forze imposte sembrerebbe più appropriata concettualmente, ma in un'analisi dinamica, anche nel caso in cui un modo è predominante rispetto

agli altri, l'andamento del profilo delle forze di piano non si mantiene costante; inoltre queste non sono in grado di cogliere un eventuale comportamento *softening* della struttura.

D'altra parte, con un'analisi a spostamenti imposti, si vincola la deformata della struttura, per cui si rischia di conseguire campi di forze completamente errati rispetto a quelli attesi in una struttura libera di deformarsi a fronte dell'evento sismico.

Normativa

I termini secondo i quali eseguire l'analisi di *push-over* sono indicati nel D.M. 14/01/2008 al paragrafo 7.3.4.1.

Secondo quanto indicato, l'analisi va effettuata applicando un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze di inerzia e aventi risultante F_b , coincidente con il taglio alla base della costruzione. Le forze dovranno essere scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (torrini esclusi), fino al raggiungimento delle condizioni di collasso globale o locale. La funzione $F_b - d_c$ rappresenta la *curva di capacità* della struttura.

Si devono considerare almeno 2 distribuzioni di forze di inerzia. La prima deve appartenere al gruppo delle *distribuzioni principali*, rappresentative della risposta dinamica della struttura in campo elastico:

- 1a. distribuzione proporzionale alle forze statiche ricavate tramite analisi lineare statica (analisi statica equivalente), ricavate nel Capitolo 6; questa distribuzione è applicabile se la forma modale considerata, coincidente con la prima forma modale, ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%

nella direzione considerata ed a condizione di usare come distribuzione secondaria la 2a;

- 1b. distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare fondamentale, ma solo se, nella direzione considerata, si ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- 1c. distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati attraverso un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_c .

Queste distribuzioni di forze sono rappresentative della risposta dinamica della struttura in campo elastico.

La seconda deve essere individuata nel gruppo delle *distribuzioni secondarie*, che simulano la risposta dinamica della struttura in campo plastico:

- 2a. distribuzione uniforme di forze, derivate da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- 2b. distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

Tecniche di modellazione

Il modello analitico di una struttura ha l'obiettivo di schematizzarne la risposta strutturale e sismica, per prevederne il comportamento in fase di progetto. Le tecniche di modellazione delle strutture si distinguono in base al grado di discretizzazione:

a) *Micromodellazione a livello dei materiali ("point by point")*

La struttura in cemento armato viene discretizzata in un elevato numero di elementi finiti, alcuni dei quali rappresentanti il calcestruzzo e altri l'acciaio. In questo modo è possibile implementare l'effettivo legame di aderenza tra i due materiali. La non linearità costitutiva dei materiali è descritta in termini di legame tensioni-deformazioni. I vantaggi di questa modellazione sono quelli di consentire un'indagine molto dettagliata dei fenomeni di non linearità a livello locale, seguendo l'evoluzione puntuale dello stato deformativo e tensionale. Le tecniche di micromodellazione mostrano però forti limiti di applicabilità a strutture complesse per l'elevato onere computazionale richiesto.

b) *Macromodellazione a livello degli elementi strutturali ("member by member")*

In questo tipo di modellazione sussiste una corrispondenza biunivoca tra il modello e l'elemento strutturale. La struttura viene cioè riprodotta attraverso l'assemblaggio di tanti elementi (trave, pilastro e nodo) che descrivono il comportamento degli elementi in cemento armato. La non linearità si introduce sia a livello dell'intero elemento, sia a livello della sezione trasversale.

In base al modo in cui viene considerata la non linearità (plasticità), si possono avere:

- Modelli a plasticità concentrata

E' un approccio molto diffuso. Si basa sul fatto che, sotto l'azione di forze orizzontali, la struttura viene sollecitata maggiormente nelle sezioni di estremità

di travi e pilastri, sede di cerniere plastiche. Gli elementi strutturali vengono quindi schematizzati come aste infinitamente elastiche con molle inelastiche alle estremità. La non linearità dell'elemento viene concentrata solo nelle sezioni di estremità e viene assegnata dal progettista attraverso un legame momento-curvatura.

- Modelli a plasticità distribuita

La non linearità può essere collocata in una qualunque sezione dell'elemento e il comportamento complessivo si ottiene per integrazione della risposta delle sezioni. Il progettista sceglie quanti punti di integrazione inserire nell'elemento e questi corrisponderanno al numero di sezioni di cui viene valutata la risposta e quindi la non linearità. La non linearità può essere assegnata sia in termini di legame momento-curvatura, sia attraverso una discretizzazione a fibre della sezione.

- Modelli a plasticità diffusa

Rappresentano una semplificazione dei modelli precedenti, per ridurre l'onere computazionale, in particolare nel caso di modelli a fibre. In questo caso il comportamento di un elemento viene descritto solo da quanto accade nelle sezioni di estremità, considerando anche la diffusione delle deformazioni inelastiche all'interno dell'asta.

c) *Macromodellazione a livello strutturale ("global models")*

In questo caso l'intera struttura è riprodotta usando un unico modello a pochi gradi di libertà, al limite mediante un oscillatore semplice. Questi modelli, essendo molto approssimativi, vengono per lo più usati in fase di progetto preliminare poiché consentono di stimare spostamenti di piano e duttilità richieste ma non permettono di individuare la localizzazione delle cerniere plastiche nella struttura.

Per i telai oggetto di studio è stata adottata una macromodellazione a livello degli elementi strutturali a plasticità distribuita attraverso un modello a fibre.

La modellazione a fibre

Le analisi non-lineari di modelli strutturali tridimensionali sono computazionalmente molto onerose, per cui la proiezione di elementi strutturali tridimensionali in elementi monodimensionali può portare grandi benefici e economie di calcolo senza compromettere l'accuratezza dei risultati per travi e colonne.

Partendo da questa idea si sono rappresentate le unità strutturali con gli elementi che meglio approssimano e descrivono il loro comportamento sotto l'azione dei carichi gravitazionali e delle sollecitazioni sismiche. A causa di queste sollecitazioni le travi e i pilastri sono soggetti ad una sollecitazione composta per la presenza di sforzi assiali, flettenti e di taglio; per questo motivo sono stati rappresentati con elementi *beam*.

Nell'approccio di un modello a plasticità diffusa ogni sezione di un elemento *beam* viene suddivisa longitudinalmente in un numero discreto di parti, chiamate appunto *fibre*, deformabili solo assialmente (fig. 8.3); 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.

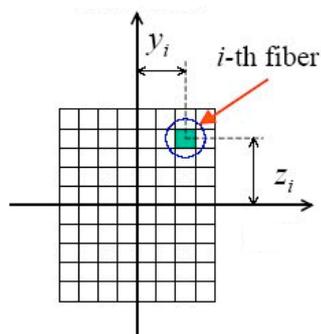


Figura 8.3 - Divisione in fibre della sezione

Il comportamento non lineare dell'elemento deriva dalla non-linearità della relazione sforzo-deformazione che si assegna ai materiali delle fibre. Di conseguenza l'affidabilità del risultato analitico dipende anche dall'accuratezza dei modelli adottati per descrivere per i materiali. Se il numero delle fibre è sufficientemente elevato, la distribuzione all'interno della sezione delle non-linearità meccaniche dovute ai materiali 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. 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 (*force-based element*) 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 che su quelli in flessibilità anche se secondo quanto è presente nell'odierna bibliografia i maggiori effetti sembrano trovarsi 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. Nel successivo paragrafo si illustra il *software* a fibre utilizzato per la modellazione della struttura.

Il modello a fibre in MIDAS Gen 2011

Gli elementi a fibre implementati nel codice di calcolo *MIDAS Gen 2011* assumono che le sezioni siano perpendicolari all'asse dell'elemento e si mantengano piane durante l'applicazione dei carichi.

La descrizione dell'elemento segue la formulazione in flessibilità descritta in Spacone, Filippou, Taucer (1996). Per semplicità si illustra il caso uniassiale.

Si consideri quindi un generico elemento di lunghezza L . Le forze nodali sono date dai due momenti M_1 e M_2 e dalla forza assiale N , raccolte nel vettore \underline{P} .

Le corrispondenti deformazioni sono le due rotazioni alle estremità θ_1 e θ_2 e l'estensione assiale u raccolte nel vettore \underline{u} .

$$\underline{P} = \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ N \end{bmatrix} \quad \underline{u} = \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ u \end{bmatrix} \quad (8.6)$$

Le sollecitazioni all'interno della sezione sono espresse dal vettore $\underline{S}(x)$ e comprendono lo sforzo assiale $N(x)$, il momento flettente $M(x)$, e il taglio $T(x)$. Parallelamente, il vettore $\underline{\varepsilon}(x)$ rappresenta le corrispondenti deformazioni della sezione, ovvero la deformazione assiale $\varepsilon(x)$, la curvatura $k(x)$ e la deformazione di taglio $\gamma(x)$.

$$\underline{S}(x) = \begin{bmatrix} M(x) \\ N(x) \\ T(x) \end{bmatrix} \quad \underline{\varepsilon}(x) = \begin{bmatrix} k(x) \\ \varepsilon(x) \\ \gamma(x) \end{bmatrix} \quad (8.7)$$

Applicando il Principio dei Lavori Virtuali, si può scrivere:

$$\delta \underline{P}^T \underline{u} = \int_0^L \delta \underline{S}(x)^T \underline{\varepsilon}(x) dx \quad (8.8)$$

Basandosi su una formulazione in flessibilità, le sollecitazioni $\underline{S}(x)$ possono essere espresse in funzione delle forze nodali \underline{P} attraverso un operatore di interpolazione (funzione di forma) $\underline{N}_p(x)$, assicurando l'equilibrio.

$$\underline{N}_p(x) = \begin{bmatrix} \frac{x}{L} - 1 & \frac{x}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ -\frac{1}{L} & -\frac{1}{L} & 0 \end{bmatrix} \quad (8.9)$$

Per cui:

$$\underline{S}(x) = \underline{N}_p(x) \underline{P} \quad (8.10)$$

L'equazione di legame costitutivo per la sezione viene espressa da:

$$\underline{\varepsilon}(x) = \underline{f}(x) \underline{S}(x) \quad (8.11)$$

Il termine $\underline{f}(x)$ rappresenta la matrice di flessibilità e dipende dal modello di sezione utilizzato per il materiale.

Sostituendo la (8.9) e la (8.10) nell'espressione (8.7) del Principio dei Lavori Virtuali:

$$\delta \underline{P}^T \underline{u} = \int_0^L \delta \underline{P}^T \underline{N}_p^T(x) \underline{f}(x) \underline{N}_p(x) \underline{P} dx \quad (8.12)$$

Semplificando $\delta \underline{P}^T$ e ponendo:

$$\underline{F} = \int_0^L \underline{N}_p^T(x) \underline{f}(x) \underline{N}_p(x) dx \quad (8.13)$$

si ottiene:

$$\underline{u} = \underline{F} \underline{P} \quad (8.14)$$

nella quale \underline{F} rappresenta la matrice di flessibilità dell'elemento.

Questa equazione è formalmente identica a quella dell'elemento *beam* secondo Eulero-Bernoulli, ma sono diverse le funzioni di interpolazione delle forze, le forze nella sezione e la flessibilità della sezione.

Il legame costitutivo della sezione non è specificato, ma segue il legame uniassiale di sforzo-deformazione del materiale di cui sono composte le varie fibre.

La modellazione a fibre è applicabile solo ad elementi *beam*. Per cui interesserà solo le travi e i pilastri del telaio.

Midas Gen associa a ciascun elemento, con assegnata la propria sezione a fibre, una cerniera distribuita a comportamento non lineare, le cui caratteristiche di rigidità sono calcolate in automatico dal programma sulla base della geometria della sezione a fibre. Quindi ogni volta che un elemento subirà un cambio di geometria nella sezione, di quantità di armatura o di altro genere dovrà essere assegnata una diversa tipologia di sezione a fibre. È da sottolineare che la non linearità dell'elemento viene considerata solo per quanto riguarda lo sforzo normale, mentre per le azioni di taglio l'elemento viene considerato elastico.

Capitolo 9

LEGAMI COSTITUTIVI

Come già anticipato, il comportamento non lineare dell'elemento deriva dalla non-linearità della relazione sforzo-deformazione che si assegna ai materiali delle fibre. Di conseguenza l'affidabilità del risultato analitico dipende anche dall'accuratezza dei modelli adottati per descrivere per i materiali.

Per quanto riguarda gli elementi in cemento armato, le sezioni sono composte da due materiali: calcestruzzo e acciaio. Per il calcestruzzo si adotterà il modello di Kent & Park, mentre per l'acciaio il modello Menegotto-Pinto.

Per la tamponatura il discorso è più complesso. Innanzitutto, in generale, il comportamento della tamponatura non può essere descritto andando a definire un legame sforzo-deformazione per il materiale che lo compone; infatti a seconda dell'intensità del carico cambiano i meccanismi resistenti ed una porzione di muratura può essere considerata "inattiva" (ossia non soggetta al flusso di sforzi di compressione) in base alla sua posizione rispetto alla diagonale principale. In secondo luogo la tamponatura è stata modellata con una reticolare di aste incernierate: quindi una volta assunto criterio di crisi, occorre tradurlo in *curve scheletro* per le varie aste orizzontali, verticali e diagonali. Come criterio di rottura si è assunto il criterio di Drucker-Prager, considerando la muratura come materiale omogeneo e isotropo.

Calcestruzzo

Modello Kent & Park

Il modello di Kent e Park (1973) e in seguito esteso da Scott et al. (1982) è un modello raffinato che permette di considerare il contributo offerto dal confinamento della sezione, fattore che nel caso di carichi ciclici risulta molto importante. Tale modello inoltre non tiene in considerazione il modesto contributo a trazione offerto dal calcestruzzo.

Il legame è illustrato in Figura 9.1 ed è definito dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} \text{per } \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 & \quad \sigma_c = K \cdot f_c' \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \\ \text{per } \varepsilon_c > \varepsilon_0 & \quad \sigma_c = K \cdot f_c' \cdot [1 - Z \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \geq 0,2 \cdot f_c' \end{aligned} \quad (9.1)$$

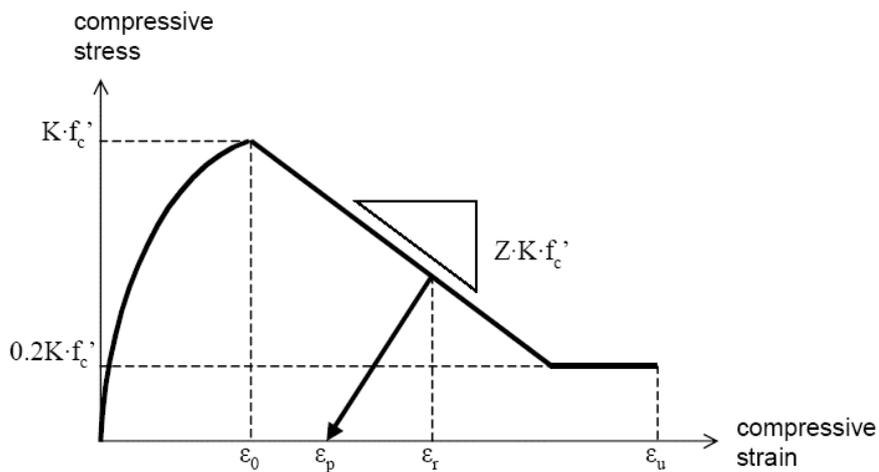


Figura 9.1 - Diagramma sforzo-deformazione secondo Kent & Park

dove:

- σ_c : sforzo nella fibra di calcestruzzo
- ε_c : deformazione nella fibra di calcestruzzo

- ε_0 : deformazione per sforzo massimo

$$\varepsilon_0 = 0,002 \cdot K$$

- ε_u : deformazione ultima

$$\varepsilon_u = 0,004 + 0,9 \cdot \rho_s \cdot \left(\frac{f_{yh}}{300} \right) \quad (\text{sezione rettangolare confinata da staffe})$$

- K : fattore di aumento di resistenza dovuto al confinamento laterale

$$K = 1 + \frac{\rho_s \cdot f_{yh}}{f_c'}$$

- Z : pendenza del ramo di softening

$$Z = \frac{0,5}{\frac{3 + 0,9 \cdot f_c'}{145 \cdot f_c' - 1000} + 0,75 \cdot \rho_s \cdot \sqrt{\frac{h'}{s_h}} - 0,002 \cdot K}$$

- f_c' : resistenza cilindrica a compressione
- f_{yh} : resistenza a snervamento delle staffe
- ρ_s : percentuale geometrica delle staffe

$$\rho_s = \frac{V_h}{V_{cc}}$$

- V_h : volume delle staffe
- V_{cc} : volume del nucleo di calcestruzzo confinato
- h' : larghezza del nucleo di calcestruzzo (lato più lungo della sezione)
- s_h : spaziatura verticale tra le staffe

Il percorso di scarico, fino al punto $(\varepsilon_p, 0)$ dell'asse delle deformazioni, è definito dalle equazioni seguenti:

$$\begin{aligned}
\text{per } \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0} \right) < 2 & \quad \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_0} = 0,145 \cdot \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0} \right)^2 + 0,13 \cdot \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0} \right) \\
\text{per } \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0} \right) \geq 2 & \quad \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_0} = 0,707 \cdot \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_0} - 2 \right) + 0,834
\end{aligned} \tag{9.2}$$

dove:

- ε_r : deformazione all'inizio dello scarico
- ε_p : deformazione al punto finale dello scarico

Una volta raggiunto il punto $(\varepsilon_p, 0)$, lo scarico prosegue fino l'origine seguendo l'asse delle ascisse.

Il modello inserito nel codice di calcolo *MIDAS Gen 2011* richiede che vengano forniti i seguenti parametri:

- ε_{c0} : deformazione per sforzo massimo
- K : fattore di aumento di resistenza dovuta a confinamento laterale
- Z : pendenza della curva di softening
- f_c' : resistenza di compressione su cilindri (MPa)
- ε_{cu} : deformazione ultima

per la quale il codice di calcolo impone che $\varepsilon_{cu} \geq \varepsilon_{c1} = \frac{0,8}{Z} + \varepsilon_{c0}$

dove ε_{c1} è la deformazione del calcestruzzo al $20\%f_c$.

Calcestruzzo non confinato

In base alla modellazione offerta da Kent & Park, per il calcestruzzo ordinario si ottengono i seguenti parametri:

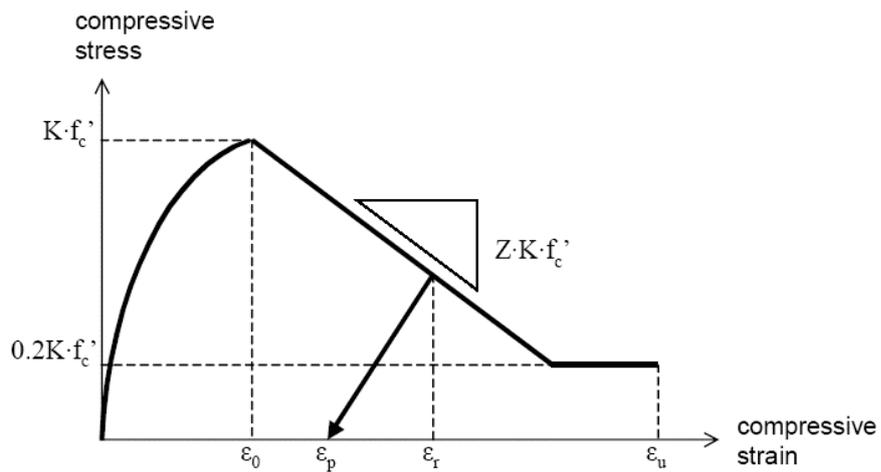


Figura 9.2 - Diagramma sforzo-deformazione secondo Kent & Park

- $f'_c = 25 \text{ MPa}$
- $\varepsilon_{c0} = 0.002$
- $\varepsilon_{cu} = 0.004$
- $K = 1$
- $Z = 533$

Si trascura la resistenza a trazione.

Calcestruzzo confinato

I valori assunti per il calcestruzzo non confinato non sono adeguati per descrivere il reale comportamento duttile della sezione: la presenza di un'opportuna staffatura permette di confinare il nucleo della sezione e di impedire l'instabilità delle barre longitudinali.

Le maglie chiuse formate dalle staffe e dalle barre longitudinali esercitano un'azione di contenimento dell'espansione laterale del calcestruzzo permettendo maggiori tensioni di compressione e, soprattutto, maggiori deformazioni a compressione (fig. 9.3). La massima pressione laterale di confinamento f_l che può essere esercitata nel calcestruzzo si ottiene quando la tensione nelle staffe raggiunge il valore di snervamento f_{yh} .

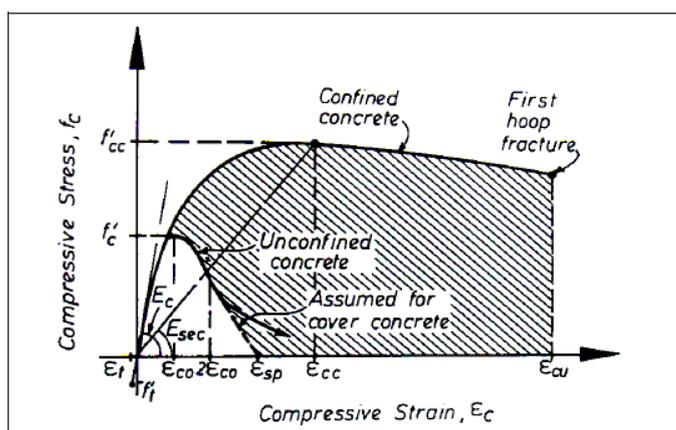


Figura 9.3 – Legame costitutivo: calcestruzzo confinato e non confinato

In caso di staffe quadrate o rettangolari, l'azione di confinamento sarà completa solo in prossimità degli angoli: la staffa non riesce ad applicare una pressione omogenea sul calcestruzzo, ma ha una maggiore efficacia in prossimità dei ferri longitudinali di spigolo, in quanto lavora a trazione; in prossimità dei lati della staffa, la pressione dovuta all'espansione trasversale del calcestruzzo tende ad incurvare i lati della staffa, il cui confinamento risulta trascurabile (fig. 9.4).



Figura 9.4 - *Confinamento effettivo in una sezione rettangolare*

Sperimentalmente si è visto che il calcestruzzo compresso tende a scaricare la pressione trasversale sui ferri longitudinali confinati attraverso un meccanismo ad arco.

Per aumentare l'area di calcestruzzo confinato, e quindi migliorare il confinamento di staffe rettangolari, si possono inserire ganci o staffe "smussate" che, vincolando i ferri longitudinali intermedi, riducono la lunghezza libera di inflessione dei lati della staffa (fig. 9.5).

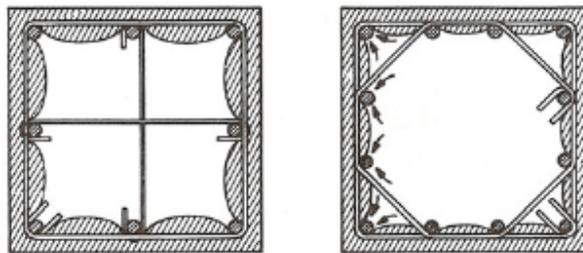


Figura 9.5 - *Confinamento effettivo in una sezione rettangolare*

Lo stesso discorso vale anche lungo lo sviluppo verticale dell'elemento: le staffe sono concentrate in alcune sezioni, per cui il confinamento sarà massimo per il calcestruzzo nel piano della staffa; il calcestruzzo presente tra staffa e staffa avrà un confinamento minore e scaricherà la pressione trasversale verso le sezioni contenenti le staffe attraverso un meccanismo ad arco (fig. 9.6).

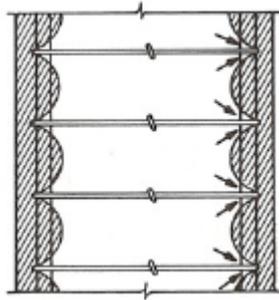


Figura 9.6 - *Confinamento effettivo in altezza*

Per quantificare l'effetto del confinamento si fa riferimento al metodo descritto da Pauley e Priestley.

Siano:

- b_x : dimensione della sezione in direzione x ;
- b_y : dimensione della sezione in direzione y ;
- b_x' : lunghezza della staffa in direzione x ;
- b_y' : lunghezza della staffa in direzione y ;
- n_x : numero delle braccia della staffa in direzione x ;
- n_y : numero delle braccia della staffa in direzione y ;
- A_{st} : Area della sezione della staffa;
- ρ_x : percentuale geometrica di staffatura in direzione x ;

$$\rho_x = \frac{n_x \cdot A_{st}}{s \cdot b_x}$$

- ρ_y : percentuale geometrica di staffatura in direzione y ;

$$\rho_y = \frac{n_y \cdot A_{st}}{s \cdot b_y}$$

- s : passo delle staffe.

La resistenza a compressione del calcestruzzo confinato è direttamente legata all'effettiva tensione di confinamento f_l che si sviluppa allo snervamento delle staffe. Per sezione rettangolare si ha:

$$\begin{aligned} f_{lx} &= K_e \cdot \rho_x \cdot f_{yh} \\ f_{ly} &= K_e \cdot \rho_y \cdot f_{yh} \end{aligned} \quad (9.3)$$

dove K_e è il coefficiente di confinamento effettivo, supposto pari a 0,70.

La resistenza a compressione f_{cc} del calcestruzzo confinato, corrispondente all'effettiva tensione di confinamento f_l , è legata alla resistenza non confinata f_c attraverso la seguente relazione:

$$K = \frac{f_{cc}}{f_c} = -1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f_l}{f_c}} - \frac{2 \cdot f_l}{f_c} \quad (9.4)$$

Per una sezione rettangolare il coefficiente K può essere ricavato anche adoperando il seguente abaco (fig. 9.7)

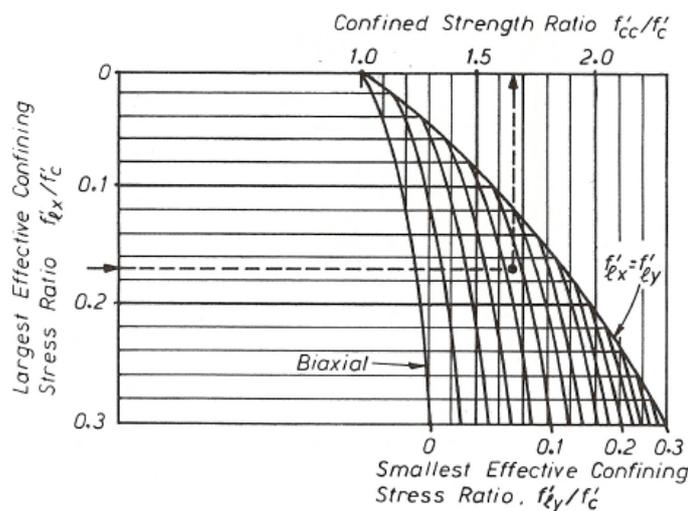


Figura 9.7 - Abaco per la determinazione del coefficiente K (sezioni rettangolari)

La tensione massima viene raggiunta in corrispondenza di una deformazione del calcestruzzo pari a

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (9.5)$$

La deformazione ultima a compressione del calcestruzzo confinato si avrà quando l'acciaio delle staffe arriva a rottura.

$$\varepsilon_{ccu} = 0.004 + 1,4 \cdot \rho_s \cdot f_{yh} \cdot \frac{\varepsilon_{sm}}{f_{cc}} \quad (9.6)$$

dove:

- ε_{sm} : massima deformazione tollerabile per l'acciaio; si può porre

$$\varepsilon_{sm} = 12\%$$

- ρ_s : percentuale geometrica di staffatura; per sezione rettangolare si può porre

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y$$

Utilizzando la modellazione di Kent & Park, integrata con le considerazioni di Pauley e Priestley per il confinamento, vengono creati più materiali, anche se nella realtà si riferiscono allo stesso materiale, ovvero il calcestruzzo. Tali materiali avranno proprietà diverse, in base al grado di confinamento.

I materiali creati sono i seguenti:

1. CLS (calcestruzzo non confinato)
2. CC-1 (calcestruzzo confinato, pilastro 30x50, passo staffe 15 cm)
3. CC-2 (calcestruzzo confinato, pilastro 30x30, passo staffe 15 cm)
4. CC-4 (calcestruzzo confinato, trave 30x50, passo staffe 12 cm)
5. CC-5 (calcestruzzo confinato, trave 30x50, passo staffe 32 cm)

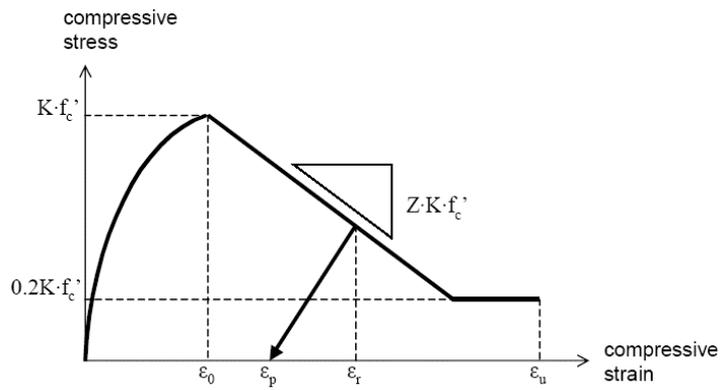


Figura 9.8 - Diagramma sforzo-deformazione secondo Kent & Park

TELAIO 1						
MATERIALE	f'_c [MPa]	ϵ_{co}	ϵ_{c1}	ϵ_{cu}	K	Z
CLS	25,0	0,00200	0,00350	0,010	1,000	533
CC-1	25,0	0,00400	0,01423	0,020	1,200	78
CC-2	25,0	0,00390	0,01385	0,020	1,190	80
CC-4	25,0	0,00384	0,01357	0,020	1,184	82
CC-5	25,0	0,00276	0,00820	0,010	1,076	147

Tabella 9.1 - Calcestruzzo: proprietà non lineari

Acciaio

Modello Menegotto-Pinto

Il comportamento non-lineare per l'acciaio da armatura utilizzato è quello elaborato da Menegotto e Pinto (1973) e modificato in seguito da Filippou et al. (1983), che include la deformazione isotropa per incrudimento (fig. 9.9). Il modello è stato utilizzato nel corso degli anni e si è sempre dimostrato molto efficiente restituendo valori in accordo con i risultati sperimentali di barre per armatura soggette a carico ciclico.

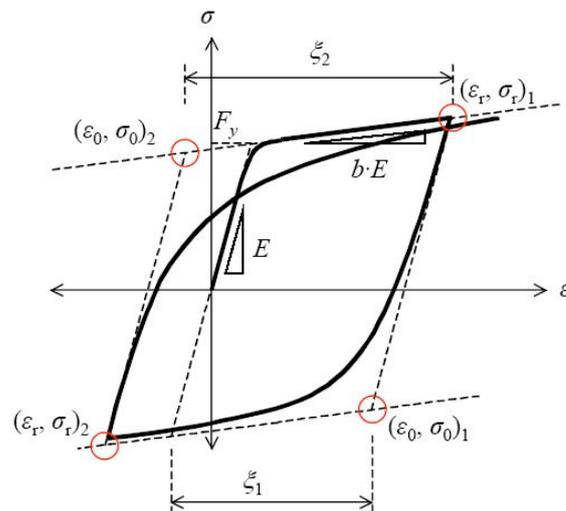


Figura 9.9 - Diagramma sforzo-deformazione secondo Menegotto-Pinto

Il legame costitutivo è espresso dalla seguente relazione:

$$\sigma^* = b \cdot \varepsilon^* + \frac{(1-b) \cdot \varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^{*R})^{\frac{1}{R}}} \quad (9.7)$$

in cui:

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r}$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r}$$

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi}$$

- σ : sforzo nella fibra di acciaio;
- ε : deformazione nella fibra di acciaio;
- $(\varepsilon_r, \sigma_r)$: punto di scarico, assunto pari a $(0,0)$ nello stato elastico iniziale;
- $(\varepsilon_0, \sigma_0)$: intersezione dei 2 asintoti che definisce il percorso di carico-scarico
- b : fattore di riduzione della rigidezza;
- ξ : differenza tra il massimo valore di deformazione nella direzione di carico/scarico e ε_0 (valore assoluto);
- R_0, a_1, a_2 : costanti.

I valori delle costanti utilizzati sono quelli ricavati da Filippou et al. (1983):

$$R_0 = 20 \quad a_1 = 18,5 \quad a_2 = 0,15$$

L'incrudimento è definito mediante il rapporto di sovraresistenza, ovvero il rapporto tra la tensione a rottura f_t e la tensione allo snervamento f_y :

$$1,15 \leq k = \frac{f_t}{f_y} \leq 1,35 \quad (9.8)$$

Lo stato di snervamento è rappresentato dalla tensione di snervamento f_y e dal corrispondente valore di deformazione ε_{sy} , espresso attraverso la legge di Hooke:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_1} \quad (9.9)$$

Il ramo plastico incrudente è definito dal rapporto E_2/E_1 tra i moduli elastici rispettivamente del tratto plastico e di quello elastico. In particolare il modulo del ramo plastico viene ottenuto con la seguente espressione:

$$E_2 = \frac{f_t - f_y}{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{sy}} \quad (9.10)$$

Il punto di rottura viene definito dalla tensione a rottura f_t e dalla rispettiva deformazione ε_{sm} , ovvero la massima deformazione tollerabile per l'acciaio.

In particolare per definire il modello nel codice di calcolo utilizzato sono richiesti questi tre parametri:

f_y : valore di snervamento dell'acciaio da armatura;

E : modulo di elasticità;

b : fattore di riduzione della rigidezza dopo lo snervamento.

In base a tale modello è stato creato il seguente materiale

TELAIO 1 / TELAIIO 2			
MATERIALE	f_{yh} [MPa]	E1 [MPa]	b
ACC	375	206000	0,0037

Tabella 9.2 - Acciaio: proprietà non lineari

Tamponatura

Modello Drucker-Prager

Per i pannelli di tamponatura si sceglie di adottare il criterio di rottura di Drucker-Prager, implementato su una legge costitutiva elastica-perfettamente plastica. Il modello è ben noto in campo ingegneristico essendo utilizzato per descrivere materiali disomogenei ed anisotropi (terreni, rocce, calcestruzzo, etc.) e fornisce di solito una risposta più che accettabile dal punto di vista ingegneristico.

I limiti del modello sono rappresentati da una stima “ottimistica” della resistenza a trazione, la forzatura alla isotropia del materiale e i problemi connessi alla legge di scorrimento plastico associato.

Il materiale è assunto omogeneo e isotropo. Il criterio è normalmente esteso in campo plastico con una legge di scorrimento plastico “associata”, tipica però di materiali metallici: superata la rottura, secondo la legge di Drucker-Prager, il materiale si deforma in modo perfettamente plastico.

La rottura per fessurazione mostra un aumento di volume per permettere lo scorrimento. L’aumento di volume è legato all’angolo di dilatanza ψ che risulta in molti software scelto pari a ϕ . Il fenomeno di dilatanza è matematicamente più evidente per materiali con angoli di attrito ϕ elevati, ma non viene fisicamente riscontrato nelle murature (tranne in caso di confinamento).

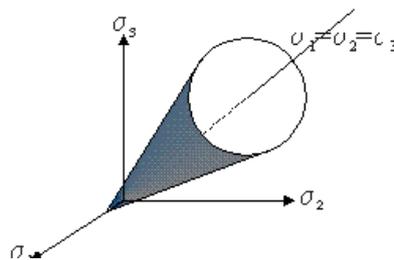


Figura 9.10 - Superficie di “yield” secondo Drucker-Prager

Il criterio di Drucker-Prager richiede analoghi parametri del criterio di Mohr-Coulomb, ma permette una più agevole convergenza.

I parametri richiesti dal modello sono:

- coesione c ;
- angolo di attrito ϕ .

Nel piano, il dominio secondo Ducker-Prager è descritto dall'espressione:

$$f_{vk} = c + \tan(\phi) \cdot \sigma_n \quad (9.11)$$

I parametri del modello saranno forniti dalle seguenti espressioni:

$$\phi = \arcsin\left(\frac{f_c - f_t}{f_c + f_t}\right) \quad (9.12)$$

$$c = \frac{f_c \cdot f_t}{f_c - f_t} \cdot \tan(\phi) \quad (9.13)$$

In base alle caratteristiche meccaniche illustrate nel Capitolo 3 si ottengono i seguenti valori:

$$c = 0,127 \text{ MPa}$$

$$\phi = 34,37^\circ$$

Occorre però eliminare l'anisotropia del materiale tamponatura: nel Capitolo 3 i tamponamenti sono stati omogeneizzati e caratterizzati dai seguenti moduli elastici:

$$E_v = 2300 \text{ MPa}$$

$$E_h = 3000 \text{ MPa}$$

Come anticipato, il modello in questione vale per materiale omogeneo e isotropo; si decide di assegnare al materiale un modulo elastico E isotropo, ottenuto dalla media dei due valori E_v e E_h :

$$E = 2700 \text{ MPa}$$

Dalla teoria dell'elasticità si ottiene il valore del modulo elastico tangenziale per materiale elastico, omogeneo e isotropo:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (9.14)$$

che fornisce:

$$G = 1200 \text{ MPa}$$

Criteri di assegnazione del comportamento non lineare

Nei modelli sviluppati, però, i pannelli di tamponatura sono stati schematizzati attraverso delle reticolari di aste incernierate. Si vuole fare in modo che ciascuna reticolare, interagendo col telaio sollecitato sismicamente, abbia un comportamento globale secondo Drucker-Prager. La fase successiva, quindi, consiste nell'assegnare un opportuno comportamento non lineare alle singole aste. Analizzando singolarmente ciascun pannello di tamponamento, ad ogni asta viene associata una cerniera plastica a sforzo normale con comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico (fig. 9.11), definito dai punti:

- $(D_1, P_1)_c$: condizione al limite elastico in compressione;
- $(D_1, P_1)_t$: condizione al limite elastico in trazione;
- $(D_2, P_2)_c$: rottura a compressione
- $(D_2, P_2)_t$: rottura a trazione.



Figura 9.11 - Cerniera plastica a sforzo normale

Per ogni parete occorrerà definire 3 cerniere plastiche, rispettivamente per le aste diagonali, verticali e orizzontali. Si indica con:

- f_{vk} : resistenza caratteristica a taglio della muratura secondo il criterio di Drucker-Prager;
- f_k : resistenza caratteristica a compressione della muratura;
- f_{tk} : resistenza caratteristica a trazione della muratura;
- t : spessore della muratura;
- $i_h = l_v$: interasse tra le aste orizzontali;
- $i_v = l_h$: interasse tra le aste verticali;
- θ : angolo di inclinazione della diagonale del pannello;
- l_d : lunghezza delle aste diagonali;
- $l_v = i_h$: lunghezza delle aste verticali;
- $l_h = i_v$: lunghezza delle aste verticali;
- b_d : larghezza delle aste diagonali;
- b_v : larghezza delle aste verticali;
- b_h : larghezza delle aste orizzontali.

Aste verticali

Lo sforzo al limite elastico si ottiene dal prodotto della tensione caratteristica a rottura della muratura per l'area di influenza della singola asta:

$$\begin{aligned} P_{1c} = P_{2c} &= f_k \cdot t \cdot i_v \\ P_{1t} = P_{2t} &= f_{tk} \cdot t \cdot i_v \end{aligned} \quad (9.15)$$

I rispettivi spostamenti al limite elastico si ricavano applicando la nota Legge di Hooke:

$$\begin{aligned} D_{1c} &= \frac{P_{1c} \cdot l_v}{E \cdot b_v \cdot t} \\ D_{1t} &= \frac{P_{1t} \cdot l_v}{E \cdot b_v \cdot t} \end{aligned} \quad (9.16)$$

Per quanto concerne gli accorciamenti/allungamenti a rottura, si pone:

$$\begin{aligned} D_{2c} &\cong 10 \cdot D_{1c} \\ D_{2t} &\cong 10 \cdot D_{1t} \end{aligned} \quad (9.17)$$

Aste orizzontali

Lo sforzo al limite elastico si ottiene dal prodotto della tensione caratteristica a rottura della muratura per l'area di influenza della singola asta:

$$\begin{aligned} P_{1c} = P_{2c} &= f_k \cdot t \cdot i_h \\ P_{1t} = P_{2t} &= f_{tk} \cdot t \cdot i_h \end{aligned} \quad (9.18)$$

I rispettivi spostamenti al limite elastico si ricavano applicando la nota Legge di Hooke:

$$\begin{aligned} D_{1c} &= \frac{P_{1c} \cdot l_h}{E \cdot b_h \cdot t} \\ D_{1t} &= \frac{P_{1t} \cdot l_h}{E \cdot b_h \cdot t} \end{aligned} \quad (9.19)$$

Per quanto concerne gli accorciamenti/allungamenti a rottura, si pone:

$$\begin{aligned} D_{2c} &\cong 10 \cdot D_{1c} \\ D_{2t} &\cong 10 \cdot D_{1t} \end{aligned} \quad (9.20)$$

Aste diagonali

La definizione del comportamento delle aste diagonali è l'aspetto più delicato e complesso, in quanto giocano il ruolo più importante nel comportamento a taglio della reticolare.

E' da premettere che le seguenti considerazioni sono ragionevolmente accettabili in virtù della modellazione effettuata nel Capitolo 7 in base alla quale gli elementi diagonali hanno orientativamente la direzione delle diagonali del pannello.

Per ciascun pannello si determina il carico orizzontale di "snervamento"

$$F_y = f_{vk} \cdot t \cdot l \quad (9.21)$$

Dove la f_{vk} è determinata secondo la (9.11). Lo sforzo al limite elastico in compressione può essere stimato proiettando il carico limite F_y rispetto la direzione della diagonale del pannello e dividendolo per il numero delle serie di diagonali presenti lungo la sezione orizzontale del pannello, che può essere considerato pari al numero m di suddivisioni lungo la lunghezza (fig. 9.12). In fase di trazione si adotta un valore pari ad un decimo dello sforzo di snervamento in compressione:

$$\begin{aligned} P_{1c} = P_{2c} &= \frac{F_y}{m \cdot \cos(\theta)} \\ P_{1t} = P_{2t} &\cong 0,1 \cdot P_{1c} \end{aligned} \quad (9.22)$$

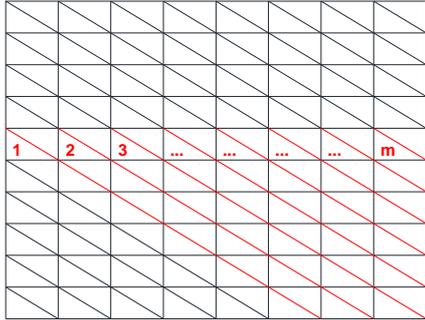


Figura 9.12 - Numero delle serie di diagonali lungo la sezione

Per quanto riguarda gli accorciamenti (o allungamenti) delle aste, si effettua una stima dello spostamento in sommità δ_y del pannello al limite elastico:

$$\delta_y = \frac{f_{vk}}{G} \cdot h \quad (9.23)$$

L'accorciamento delle aste al limite elastico in compressione può essere valutato proiettando lo spostamento limite δ_y lungo la direzione della diagonale e dividendolo per il numero di aste che compongono il corrente diagonale maggiore, pari al numero m di suddivisioni lungo la lunghezza (fig. 9.13). A trazione, si considera un allungamento al limite elastico pari ad un decimo del valore assoluto di quello a compressione:

$$D_{lc} \cong \frac{\delta_y \cdot \cos(\theta)}{m} \quad (9.24)$$

$$D_{lr} \cong 0,1 \cdot D_{lc}$$

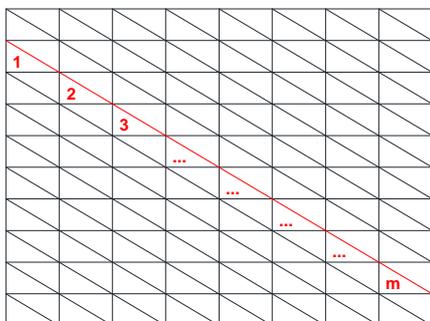


Figura 9.13 - Numero di aste lungo la diagonale

Per quanto concerne gli accorciamenti/allungamenti a rottura, si pone:

$$\begin{aligned} D_{2c} &\cong 10 \cdot D_{1c} \\ D_{2t} &\cong 10 \cdot D_{1t} \end{aligned} \tag{9.25}$$

Una volta assegnato il comportamento non lineare a tutte le aste, si può vincolare la parete e assegnare il carico.

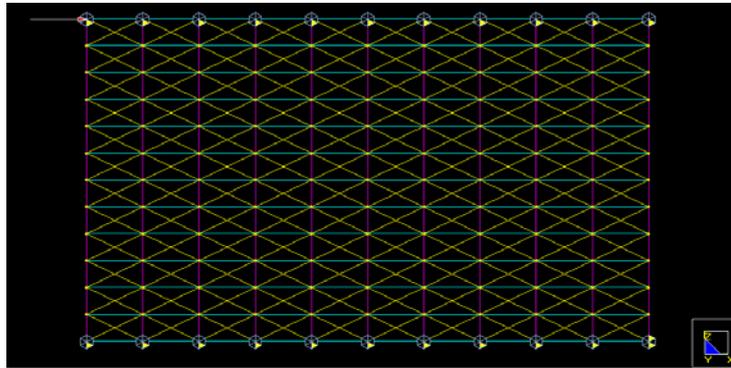


Figura 9.14 - Condizioni di vincolo e di carico

Le condizioni di vincolo e di carico sono le stesse che avrebbe il pannello se inserito nella corrispondente maglia del telaio.

In particolare, per quanto riguarda i carichi, sarà soggetto a:

- forza orizzontale applicata nello spigolo superiore a rappresentare la sollecitazione da contatto che sarà indotta dal pilastro in deformazione; ciò viene tradotto in uno spostamento impresso crescente.

Le condizioni di vincolo sono definite da:

- in tutti i nodi della base inferiore e superiore sono inserite delle molle, dette *point-spring supports*, con la proprietà di reagire (in direzione verticale Z) solo a compressione e conferendo loro rigidità infinita;
- al nodo di base opposto a quello in cui è applicata la forzante, il pilastro adiacente eserciterà un'azione di contrasto, pertanto vengono impediti le traslazioni;
- i nodi della base inferiore e superiore vengono legati orizzontalmente attraverso dei *rigid link* per eliminare problemi di convergenza della soluzione.

La parete così modellata viene sottoposta ad un'analisi pushover incrementando la forzante orizzontale fino ad ottenere uno spostamento pari a circa lo 0,4% dell'altezza, ricavando così la curva di capacità.

Come verifica della bontà della modellazione si ripete l'analisi sul pannello modellato attraverso elementi *plate*, ai quali è associato un comportamento non lineare alla Drucker-Prager definito dai parametri c e ϕ precedentemente ricavati. La muratura del tamponamento viene considerata come un continuo omogeneo da discretizzare in modo classico con elementi finiti il cui materiale costituente dovrà essere "equivalente" nel senso di rispettare la reale composizione a blocchi, l'anisotropia, etc.

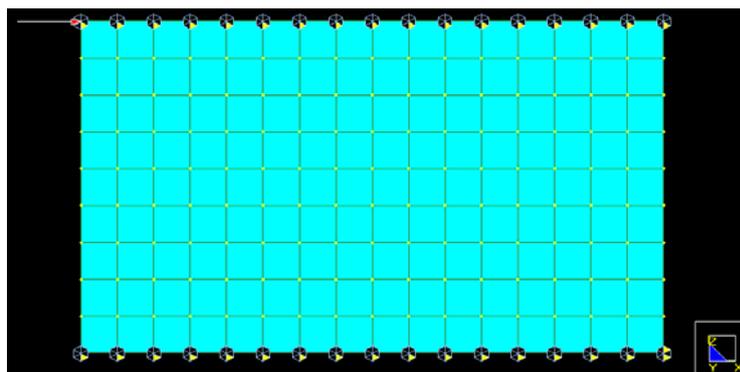


Figura 9.15 - *Condizioni di vincolo e di carico*

La parete viene sottoposta alle stesse condizioni di vincolo e di carico dell'analisi precedente (fig. 9.15), considerando anche il peso proprio.

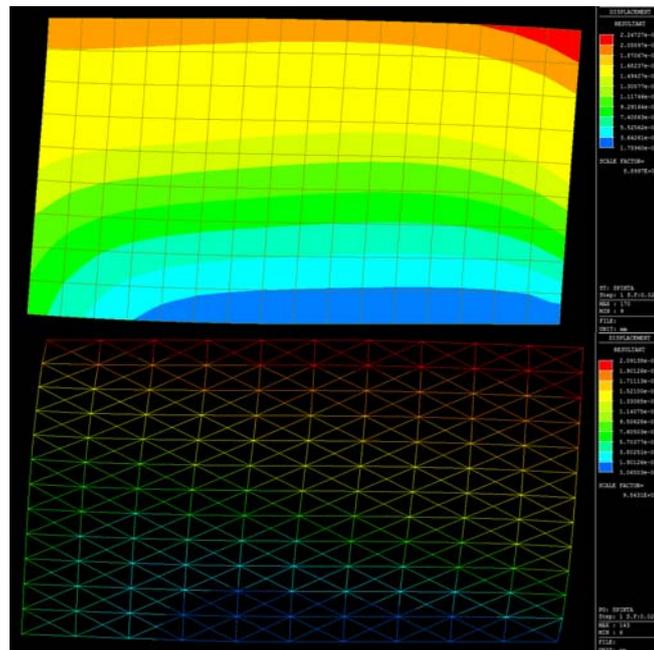


Figura 9.16 - Deformata elastica: confronto

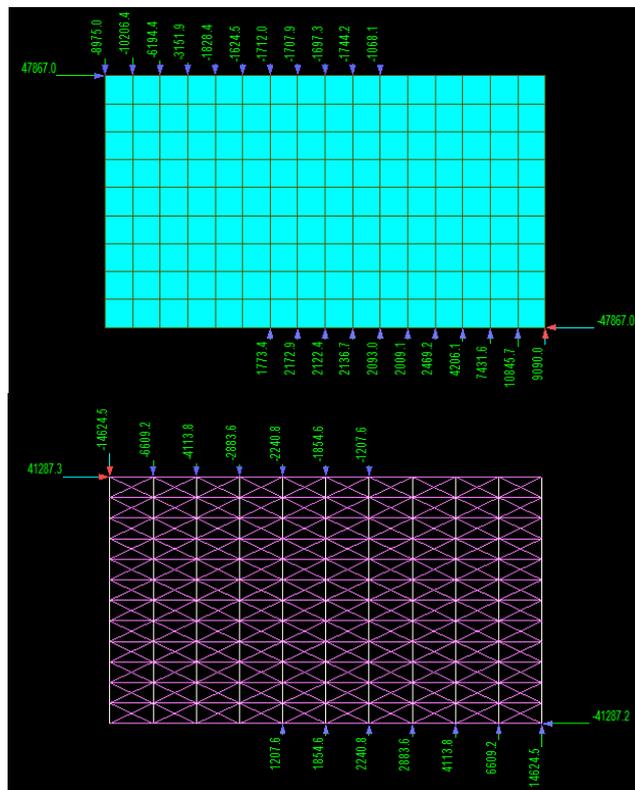


Figura 9.17 - Reazioni vincolari al limite elastico: confronto [kN]

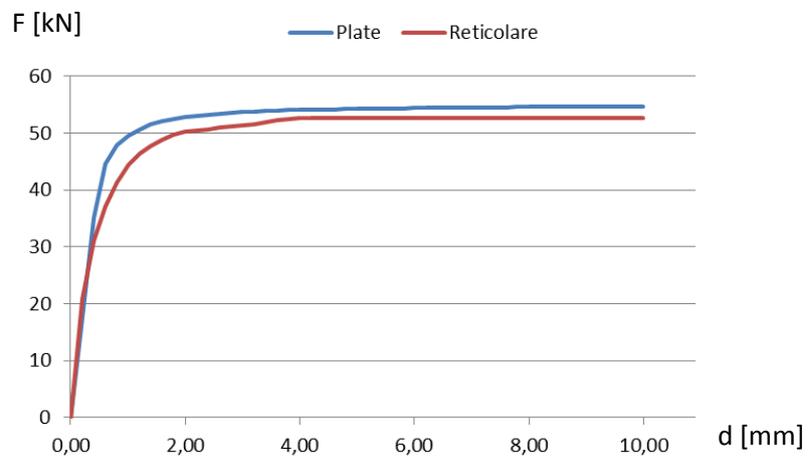
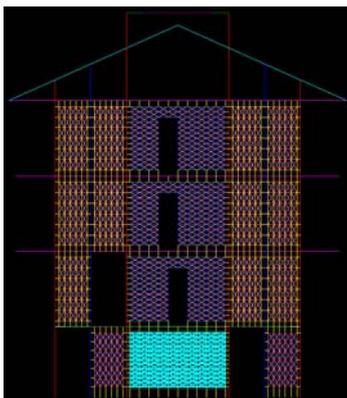


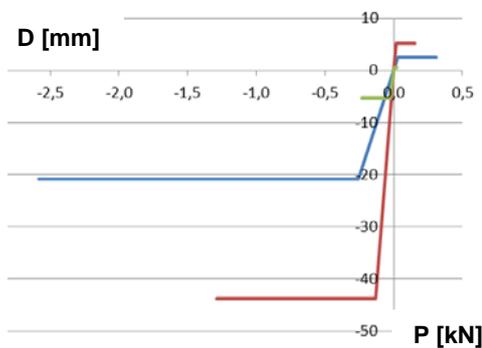
Figura 9.18 - *Curva di capacità: confronto*

Comportamento non lineare delle reticolari

Pannello a

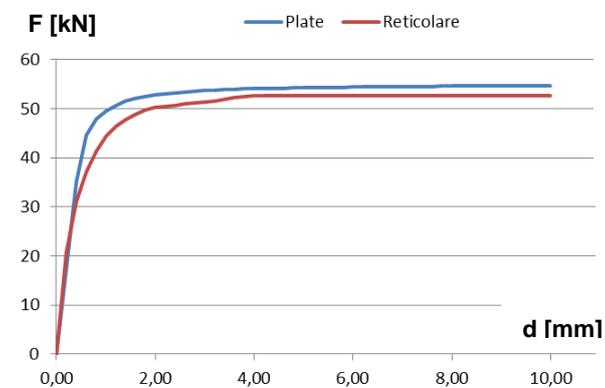


$$\begin{aligned}
 l_w &= 4,00 \text{ m} & m &= 10 \\
 h_w &= 2,30 \text{ m} & n &= 12 \\
 t_w &= 8,00 \text{ cm} & B_v &= 303 \text{ mm} \\
 E_w &= 2700 \text{ MPa} & B_h &= 151 \text{ mm} \\
 G_w &= 1200 \text{ MPa} & B_d &= 168 \text{ mm} \\
 \nu &= 0,12 & l_h &= 400 \text{ mm} \\
 f_{ck} &= 1,368 \text{ MPa} & l_v &= 191 \text{ mm} \\
 f_{tk} &= 0,164 \text{ MPa} & l_d &= 443 \text{ mm} \\
 f_{vk} &= 0,141 \text{ MPa} & &
 \end{aligned}$$



$$H : \begin{cases} P_{1c} = 21000 \text{ kN}; & D_{1c} = 0,25 \text{ mm} \\ P_{2c} = 21000 \text{ kN}; & D_{2c} = 2,50 \text{ mm} \\ P_{1t} = 2510 \text{ kN}; & D_{1t} = 0,031 \text{ mm} \\ P_{2t} = 2510 \text{ kN}; & D_{2t} = 0,31 \text{ mm} \end{cases}$$

$$V : \begin{cases} P_{1c} = 43800 \text{ kN}; & D_{1c} = 0,13 \text{ mm} \\ P_{2c} = 43800 \text{ kN}; & D_{2c} = 1,30 \text{ mm} \\ P_{1t} = 5300 \text{ kN}; & D_{1t} = 0,015 \text{ mm} \\ P_{2t} = 5300 \text{ kN}; & D_{2t} = 0,15 \text{ mm} \end{cases}$$

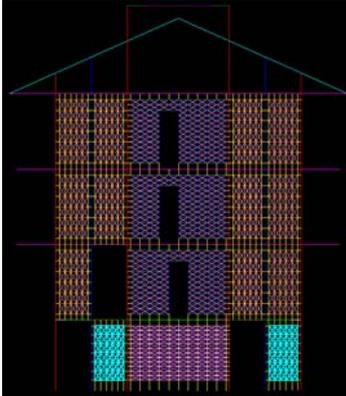


$$D : \begin{cases} P_{1c} = 5300 \text{ kN}; & D_{1c} = 0,023 \text{ mm} \\ P_{2c} = 5300 \text{ kN}; & D_{2c} = 0,23 \text{ mm} \\ P_{1t} = 530 \text{ kN}; & D_{1t} = 0,0023 \text{ mm} \\ P_{2t} = 530 \text{ kN}; & D_{2t} = 0,023 \text{ mm} \end{cases}$$

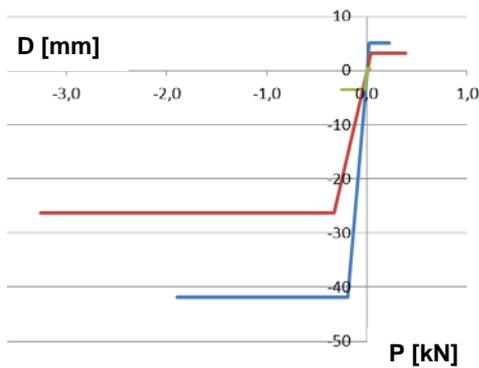
Figura 9.19 - Cerniere plastiche

Figura 9.20 - Verifica del comportamento globale

Pannello b



$l_w = 1,20 \text{ m}$	$m = 5$
$h_w = 2,30 \text{ m}$	$n = 6$
$t_w = 8,00 \text{ cm}$	$B_v = 143 \text{ mm}$
$E_w = 2700 \text{ MPa}$	$B_h = 246 \text{ mm}$
$G_w = 1200 \text{ MPa}$	$B_d = 18 \text{ mm}$
$\nu = 0,12$	$l_h = 240 \text{ mm}$
$f_{ck} = 1,368 \text{ MPa}$	$l_v = 383 \text{ mm}$
$f_{tk} = 0,164 \text{ MPa}$	$l_d = 452 \text{ mm}$
$f_{vk} = 0,141 \text{ MPa}$	



$$H : \begin{cases} P_{1c} = 42000 \text{ kN}; & D_{1c} = 0,19 \text{ mm} \\ P_{2c} = 42000 \text{ kN}; & D_{2c} = 1,90 \text{ mm} \\ P_{1t} = 5040 \text{ kN}; & D_{1t} = 0,022 \text{ mm} \\ P_{2t} = 5040 \text{ kN}; & D_{2t} = 0,22 \text{ mm} \end{cases}$$

$$V : \begin{cases} P_{1c} = 26300 \text{ kN}; & D_{1c} = 0,32 \text{ mm} \\ P_{2c} = 26300 \text{ kN}; & D_{2c} = 3,20 \text{ mm} \\ P_{1t} = 3200 \text{ kN}; & D_{1t} = 0,039 \text{ mm} \\ P_{2t} = 3200 \text{ kN}; & D_{2t} = 0,39 \text{ mm} \end{cases}$$

$$D : \begin{cases} P_{1c} = 3700 \text{ kN}; & D_{1c} = 0,024 \text{ mm} \\ P_{2c} = 3700 \text{ kN}; & D_{2c} = 0,24 \text{ mm} \\ P_{1t} = 370 \text{ kN}; & D_{1t} = 0,0024 \text{ mm} \\ P_{2t} = 370 \text{ kN}; & D_{2t} = 0,024 \text{ mm} \end{cases}$$

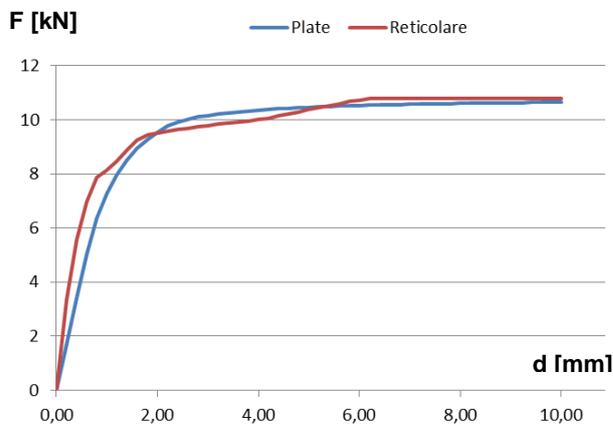
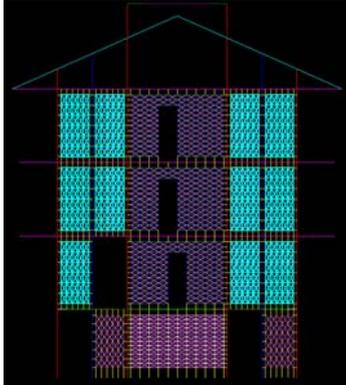


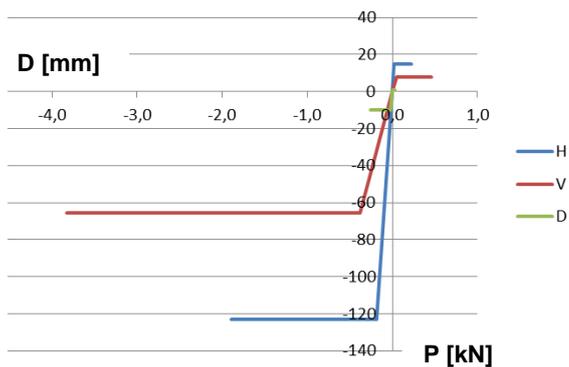
Figura 9.21 - Cerniere plastiche

Figura 9.22 - Verifica del comportamento globale

Pannello c



$$\begin{aligned}
 l_w &= 1,20 \text{ m} & m &= 5 \\
 h_w &= 2,70 \text{ m} & n &= 6 \\
 t_w &= 20,00 \text{ cm} & B_v &= 143 \text{ mm} \\
 E_w &= 2700 \text{ MPa} & B_h &= 289 \text{ mm} \\
 G_w &= 1200 \text{ MPa} & B_d &= 13 \text{ mm} \\
 \nu &= 0,12 & l_h &= 240 \text{ mm} \\
 f_{ck} &= 1,368 \text{ MPa} & l_v &= 450 \text{ mm} \\
 f_{tk} &= 0,164 \text{ MPa} & l_d &= 510 \text{ mm} \\
 f_{vk} &= 0,144 \text{ MPa} & &
 \end{aligned}$$



$$H : \begin{cases} P_{1c} = 123200 \text{ kN}; & D_{1c} = 0,19 \text{ mm} \\ P_{2c} = 123200 \text{ kN}; & D_{2c} = 1,90 \text{ mm} \\ P_{1t} = 14800 \text{ kN}; & D_{1t} = 0,022 \text{ mm} \\ P_{2t} = 14800 \text{ kN}; & D_{2t} = 0,22 \text{ mm} \end{cases}$$

$$V : \begin{cases} P_{1c} = 65700 \text{ kN}; & D_{1c} = 0,38 \text{ mm} \\ P_{2c} = 65700 \text{ kN}; & D_{2c} = 3,80 \text{ mm} \\ P_{1t} = 7900 \text{ kN}; & D_{1t} = 0,046 \text{ mm} \\ P_{2t} = 7900 \text{ kN}; & D_{2t} = 0,46 \text{ mm} \end{cases}$$

$$D : \begin{cases} P_{1c} = 10100 \text{ kN}; & D_{1c} = 0,026 \text{ mm} \\ P_{2c} = 10100 \text{ kN}; & D_{2c} = 0,26 \text{ mm} \\ P_{1t} = 1010 \text{ kN}; & D_{1t} = 0,0026 \text{ mm} \\ P_{2t} = 1010 \text{ kN}; & D_{2t} = 0,026 \text{ mm} \end{cases}$$

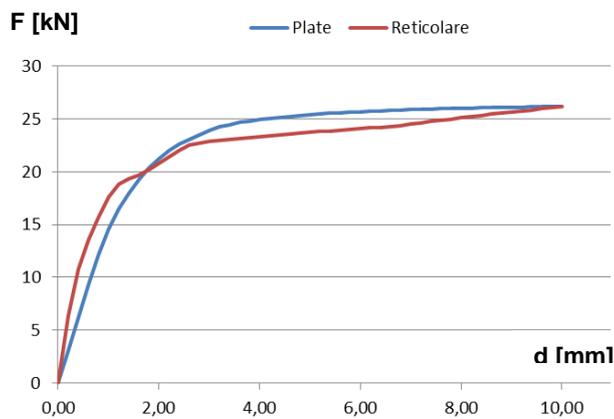
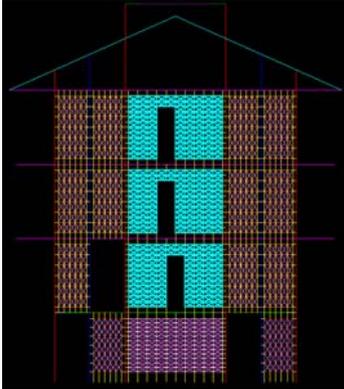


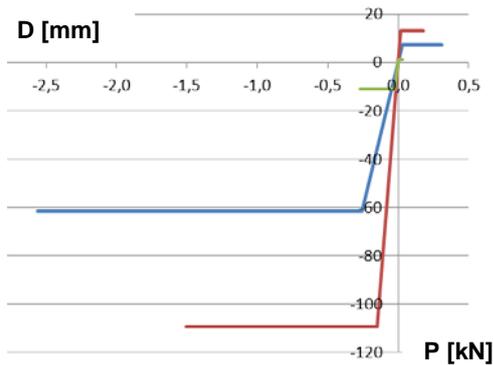
Figura 9.23 - Cerniere plastiche

Figura 9.24 - Verifica del comportamento globale

Pannello d



$l_w = 4,00 \text{ m}$	$m = 10$
$h_w = 2,70 \text{ m}$	$n = 12$
$t_w = 20,00 \text{ cm}$	$B_v = 303 \text{ mm}$
$E_w = 2700 \text{ MPa}$	$B_h = 178 \text{ mm}$
$G_w = 1200 \text{ MPa}$	$B_d = 139 \text{ mm}$
$\nu = 0,12$	$l_h = 400 \text{ mm}$
$f_{ck} = 1,368 \text{ MPa}$	$l_v = 225 \text{ mm}$
$f_{tk} = 0,164 \text{ MPa}$	$l_d = 459 \text{ mm}$
$f_{vk} = 0,144 \text{ MPa}$	$A_{open} = 2,20 \text{ m}^2$



$$H : \begin{cases} P_{1c} = 61600 \text{ kN}; & D_{1c} = 0,25 \text{ mm} \\ P_{2c} = 61600 \text{ kN}; & D_{2c} = 2,50 \text{ mm} \\ P_{1t} = 7400 \text{ kN}; & D_{1t} = 0,03 \text{ mm} \\ P_{2t} = 7400 \text{ kN}; & D_{2t} = 0,30 \text{ mm} \end{cases}$$

$$V : \begin{cases} P_{1c} = 109500 \text{ kN}; & D_{1c} = 0,15 \text{ mm} \\ P_{2c} = 109500 \text{ kN}; & D_{2c} = 1,50 \text{ mm} \\ P_{1t} = 13200 \text{ kN}; & D_{1t} = 0,018 \text{ mm} \\ P_{2t} = 13200 \text{ kN}; & D_{2t} = 0,18 \text{ mm} \end{cases}$$

$$D : \begin{cases} P_{1c} = 11000 \text{ kN}; & D_{1c} = 0,026 \text{ mm} \\ P_{2c} = 11000 \text{ kN}; & D_{2c} = 0,26 \text{ mm} \\ P_{1t} = 1100 \text{ kN}; & D_{1t} = 0,0026 \text{ mm} \\ P_{2t} = 1100 \text{ kN}; & D_{2t} = 0,026 \text{ mm} \end{cases}$$

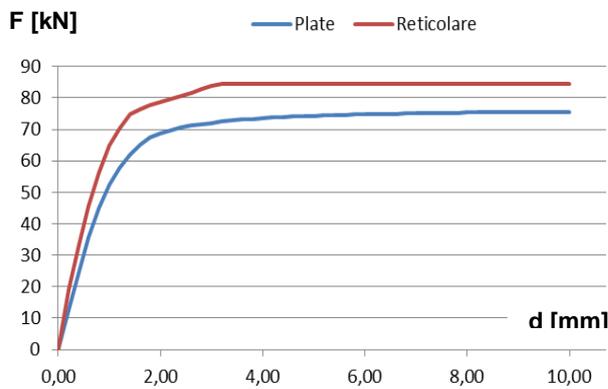


Figura 9.25 - Cerniere plastiche

Figura 9.26 - Verifica del comportamento globale

Osservazioni

- a) Occorre precisare che in caso di tamponamenti “snelli” (con altezza maggiore delle lunghezze) la stima del carico limite orizzontale F_y ha dato un valore di carico discordante rispetto a quello evidenziato dalla curva di capacità ottenuta dalla modellazione tramite *plate*. Ciò è dovuto all’effetto dello sforzo normale generato dalle specifiche condizioni di carico e di vincolo. Per equilibrare la rotazione prodotta dalla forzante F_y , i vincoli *point spring support*, collocati sulle basi del pannello, reagiranno inducendo uno sforzo normale N sul pannello:

$$N = \frac{F_y \cdot h}{l} \quad (9.26)$$

Tale effetto è più marcato nei pannelli snelli ($l < h$), dove lo sforzo normale raggiunge valori maggiori e concentrati in una porzione inferiore (fig. 3.39) che possono portare alla crisi del materiale per compressione.

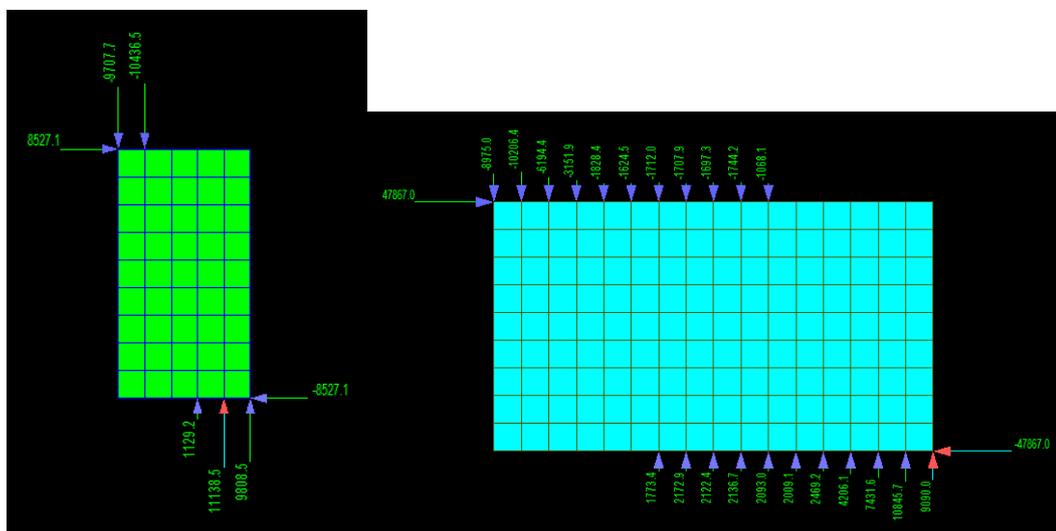


Figura 9.27 - Reazioni vincolari al limite elastico

Per tener conto di tale effetto il carico F_y ricavato è stato ridotto del 40%.

b) In presenza di aperture (pannelli Id ,) lo sforzo al limite elastico nelle aste diagonali P_{1c} è stato ridotto secondo un coefficiente legato al rapporto tra l'area dell'apertura A_{open} e l'area lorda del tamponamento:

$$P_{1c} = P_{2c} = \frac{F_y}{m \cdot \cos(\theta)} \cdot \left(1 - \frac{A_{open}}{l \cdot h} \right) \quad (9.27)$$

In alternativa, in presenza di porte, si può trattare il pannello come 2 maschi murari collegati in sommità e sottoposto alle medesime condizioni di vincolo e carico. Le caratteristiche delle aste si ottengono esaminando i maschi singolarmente. In tal caso occorrerà modificare la modellazione della parete facendo in modo che le aste diagonali abbiano all'incirca l'inclinazione delle diagonali dei singoli maschi.

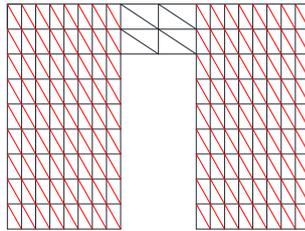


Figura 9.28 - Modellazione alternativa in presenza di apertura

c) Vi possono essere pannelli con forme irregolari. Per semplificare il problema si può considerare una porzione interna di forma rettangolare, compresa tra gli angoli di carico.

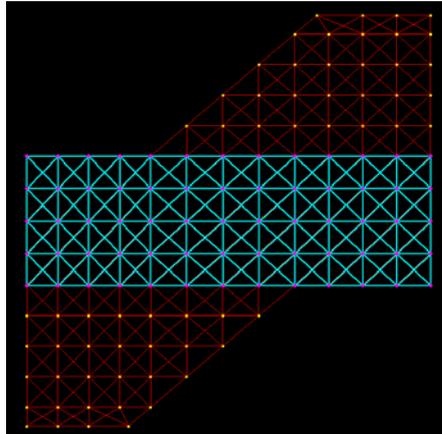


Figura 9.29 - Pannello irregolare: porzione considerata

- d) Se per un pannello non viene rispettata la convenzione assunta sulla suddivisione

$$n = m + (1 \div 2) \quad (9.28)$$

a causa della particolare geometria del telaio o come nei casi al punto precedente, nel definire la cerniera plastica delle aste diagonali, l'angolo θ da considerare sarà l'inclinazione delle aste stesse; inoltre l'accorciamento al limite elastico delle aste diagonali può essere espresso più generalmente con:

$$D_{lc} \cong \frac{\delta_y \cdot \cos(\theta)}{\min\{m, n\}} \quad (9.29)$$

- e) Dal confronto delle curve di pushover, si nota come la modellazione adottata sia più efficace per tamponature di dimensioni "standard" con rapporto tra altezza e lunghezza

$$\frac{1}{2} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{1,3}$$

- f) Le aste orizzontali lavorano a trazione. Per evitare una labilità precoce del pannello, a tali aste è stata assegnata una cerniera plastica descritta da una

curva scheletro simmetrica, con il ramo in trazione uguale a quello in compressione.

Modello tetralineare

In fase di analisi di spinta sul telaio (Capitolo 12), alle curve che definiscono le cerniere plastiche delle aste diagonali, dalle quali dipende principalmente il meccanismo resistente dei pannelli viene aggiunto un tratto degradante. Questo perché se viene superato lo spostamento ultimo (D_{2c} e D_{2t}), il software mantiene costante il valore dello sforzo assiale ultimo (P_{2c} e P_{2t}). Ciò è accettabile per le aste verticali e orizzontali, mentre non è ammissibile per le aste diagonali: così facendo i pannelli una volta raggiunta la loro condizione limite, mantengono la loro resistenza per il resto della deformazione e ciò porterebbe ad una sovrastima del taglio ultimo del telaio.

Tra i modelli di curve scheletro presenti nel programma si sceglie, pertanto, una curva tetralineare (adatta a trilineare) con ramo degradante (fig. 9.42).

La curva scheletro è costituita da quattro parti rettilinee aventi pendenza diversa. I tratti sono individuati da quattro coppie coordinate deformazione-sforzo:

- (D_1, P_1) delimita la zona elastica e rappresenta il punto di primo snervamento;
- (D_2, P_2) segna un secondo cambiamento di rigidità nella curva scheletro;
- (D_3, P_3) rappresenta il punto di resistenza massima;
- (D_4, P_4) rappresenta il carico e la deformazione residua al termine del tratto di softening.

La curva sforzo-deformazione è definita sia per la fase di trazione sia per quella di compressione, con andamenti che possono essere non simmetrici rispetto all'origine.

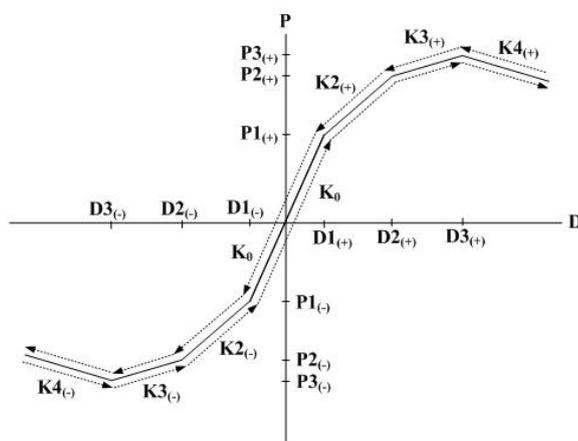


Figura 9.30 - Legame tetralineare

Occorre quindi adattare le curve ricavate nel Capitolo 9, facendo in modo che il primo e il secondo tratto del legame tetralineare abbiano approssimativamente la stessa pendenza. Un buon risultato si ottiene con le seguenti ragionevoli posizioni:

$$\left\{ \begin{array}{l} D1 = \frac{D_1}{2} \\ P1 = \frac{P_1}{2} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} D2 = D_1 \\ P2 = P_1 \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} D3 = D_2 \\ P3 = P_2 \end{array} \right. \quad (9.30)$$

Per quanto riguarda il tratto degradante, si è fatto in modo che la riduzione di resistenza (pendenza del tratto degradante) non avvenga repentinamente per evitare problemi di convergenza numerica:

$$\left\{ \begin{array}{l} D4 \cong (5 \div 10) \cdot D_2 \\ P4 = 0.01 \cdot P3 \end{array} \right. \quad (9.31)$$

Il modello inserito nel codice di calcolo *MIDAS Gen 2011* richiede che vengano forniti i valori di forza e spostamento in corrispondenza dei quattro punti che definiscono il cambio di pendenza del grafico.

La definizione delle cerniere plastiche dei puntoni diagonali vengono riassunti nelle seguenti tabelle:

PANNELLO a - Diagonali		
PUNTI	COMPRESS	TRAZIONE
D1 [mm]	0,011	0,0011
P1 [N]	2650	265
D2 [mm]	0,023	0,0023
P2 [N]	5300	530
D3 [mm]	0,23	0,023
P3 [N]	5400	540
D4 [mm]	54	5
P4 [N]	1,50	0,15

PANNELLO b - Diagonali		
PUNTI	COMPRESS	TRAZIONE
D1 [mm]	0,012	0,0012
P1 [N]	1850	185
D2 [mm]	0,024	0,0024
P2 [N]	3700	370
D3 [mm]	0,24	0,024
P3 [N]	3800	380
D4 [mm]	38	3
P4 [N]	1,50	0,15

PANNELLO c - Diagonali		
PUNTI	COMPRESS	TRAZIONE
D1 [mm]	0,013	0,0013
P1 [N]	5050	505
D2 [mm]	0,026	0,0026
P2 [N]	10100	1010
D3 [mm]	0,26	0,026
P3 [N]	10200	1020
D4 [mm]	102	10
P4 [N]	1,50	0,15

PANNELLO d - Diagonali		
PUNTI	COMPRESS	TRAZIONE
D1 [mm]	0,013	0,0013
P1 [N]	5500	550
D2 [mm]	0,026	0,0026
P2 [N]	11000	1100
D3 [mm]	0,26	0,026
P3 [N]	11100	1110
D4 [mm]	111	11
P4 [N]	1,50	0,15

Tabella 9.3 - Cerniere plastiche delle aste diagonali del telaio 1

Capitolo 10

CALIBRAZIONE

Prima di apprestarsi a svolgere analisi su edifici è necessaria una fase di calibrazione del programma al fine di comprendere il suo funzionamento e scegliere la modellazione migliore per ogni tipo di elemento.

In questo studio si adotta una macromodellazione a livello degli elementi strutturali (“*member by member*”) considerando modelli a plasticità distribuita.

L’obiettivo della calibrazione è quello di individuare il modello che meglio coniuga la rappresentazione di un comportamento reale con la facilità di calcolo, per non incorrere in problemi di convergenza numerica.

La procedura di calibrazione verrà effettuata su un pilastro di altezza 3 m, la cui sezione ha caratteristiche geometriche e meccaniche sintetizzate nella Tabella 10.1

b	500 mm	base sezione
h	300 mm	altezza sezione
d	270 mm	altezza utile
As, As’	1608,5 mm ²	area armatura tesa/compressa

Tabella 10.1 - *Caratteristiche della sezione*

Sezione

Dovendo adottare una discretizzazione a fibre della sezione, occorre individuare il giusto equilibrio tra accuratezza dei risultati e volume di calcolo; pertanto si procede ad un'analisi "momento-curvatura" di una sezione discretizzata a fibre. Verranno testati i diversi materiali, come esposti precedentemente, e si confronteranno le risposte all'aumentare del numero di fibre.

Quest'analisi viene fatta per diversi valori di carico assiale, espressi in percentuale v rispetto al carico ultimo.

Si considerano 3 diverse discretizzazioni della sezione, illustrate nelle seguenti figure:

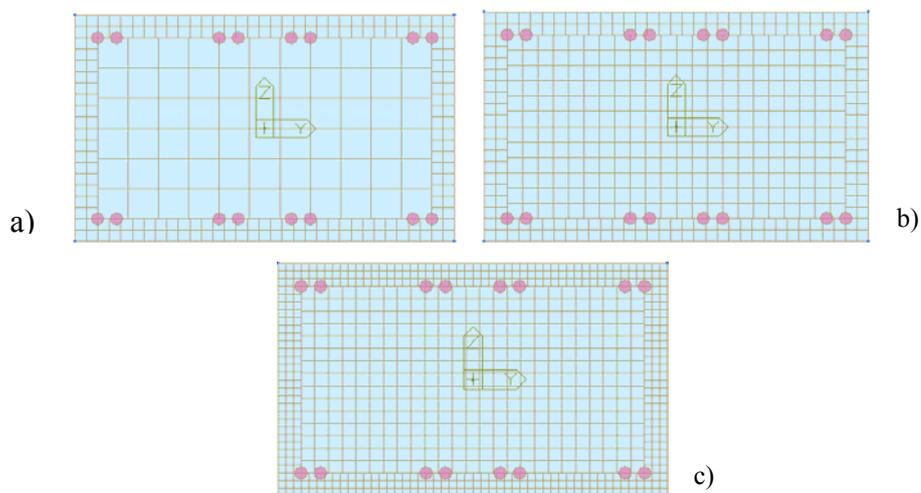


Figura 10.1 - Sezione divisa in: (a) 262 fibre; (b) 460 fibre; (c) 819 fibre

Calcestruzzo ordinario

Per valutare l'influenza del numero di fibre la sezione del pilastro viene considerata interamente in calcestruzzo non confinato, modellato secondo Park & Kent con le seguenti caratteristiche:

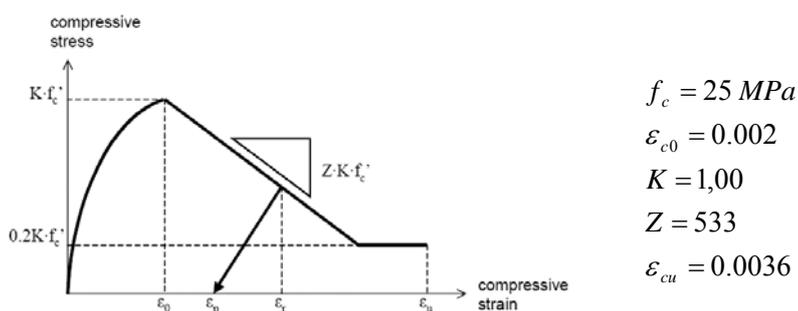


Figura 10.2 - Modellazione calcestruzzo ordinario per calibrazione

L'acciaio viene modellato secondo Menegotto-Pinto.

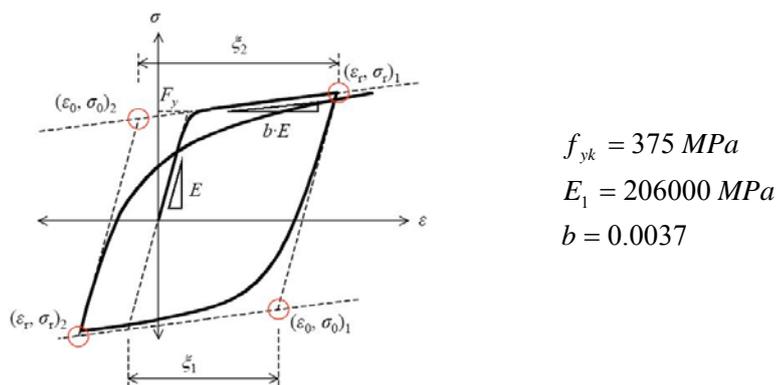


Figura 10.3 - Modellazione acciaio per calibrazione

In sommità del pilastro viene impresso, in direzione Z, uno spostamento orizzontale crescente, fino ad un valore di 50 mm.

Dall'analisi si ottiene il seguente diagramma "momento-curvatura"

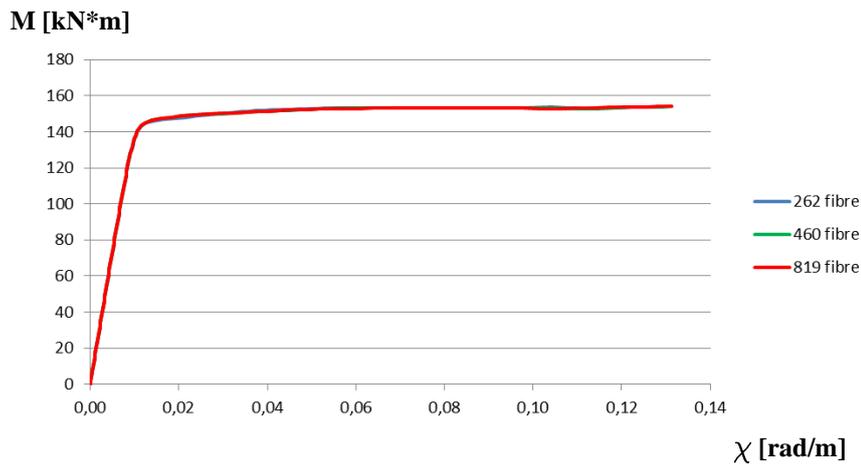


Figura 10.4 - Diagramma "momento-curvatura" al variare del numero di fibre

L'analisi viene ripetuta anche tenendo conto della presenza dello sforzo normale; in particolare si è considerato un livello di carico assiale di 0, 10 e 20 per cento del carico ultimo.

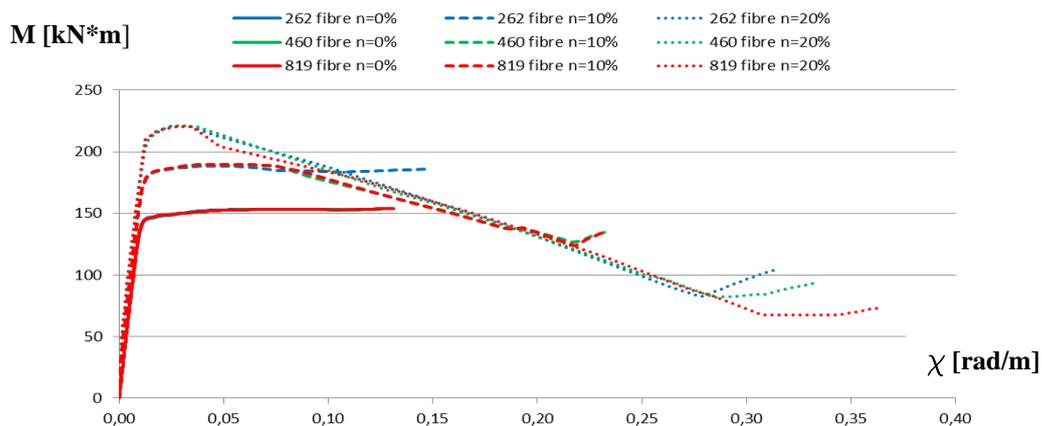


Figura 10.5 - Diagramma "momento-curvatura" al variare del numero di fibre e del livello di carico assiale

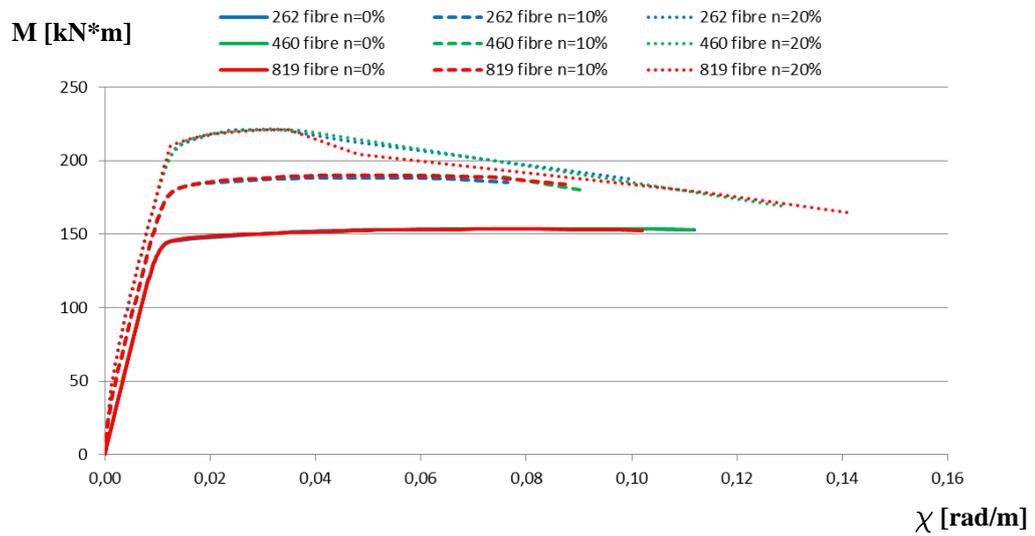


Figura 10.6 - Diagramma “momento-curvatura” al variare del numero di fibre e del livello di carico assiale interrotto alla rottura della prima fibra

Calcestruzzo confinato

Si introduce la distinzione tra calcestruzzo confinato e non confinato, attribuendo alle sole fibre del nucleo circoscritto dalle staffe le caratteristiche del calcestruzzo confinato (figg. 10.7-8), dipendenti dalla geometria della sezione e dalla staffatura

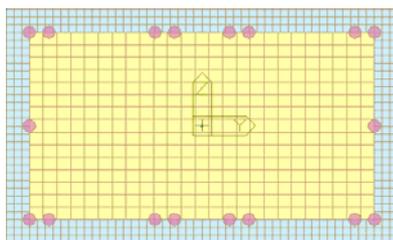
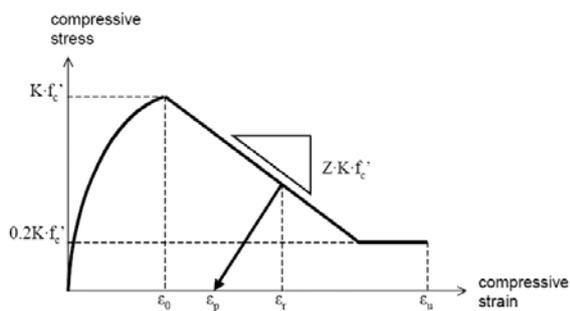
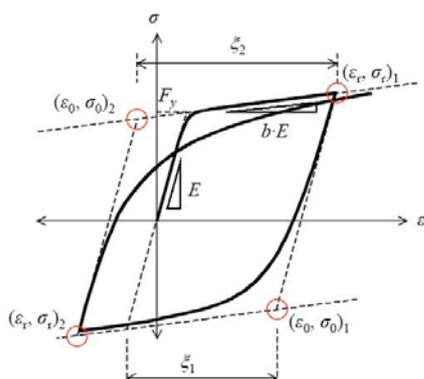


Figura 10.7 - Sezione modellata a fibre: nucleo confinato e copriferro



Copriferro	Nucleo confinato
$f_c = 25 \text{ MPa}$	$f_c = 25 \text{ MPa}$
$\varepsilon_{c0} = 0.002$	$\varepsilon_{c0} = 0.004$
$K = 1,00$	$K = 1,20$
$Z = 533$	$Z = 78$
$\varepsilon_{cu} = 0.0036$	$\varepsilon_{cu} = 0.0143$

Figura 10.8 - Modellazione calcestruzzo ordinario e nucleo confinato



$f_{yk} = 375 \text{ MPa}$
$E_1 = 206000 \text{ MPa}$
$b = 0.0037$

Figura 10.9 - Modellazione acciaio per calibrazione

In sommità del pilastro viene applicato uno spostamento orizzontale crescente da 0 a 100 mm.

Dall'analisi si ottiene il seguente diagramma "momento-curvatura":

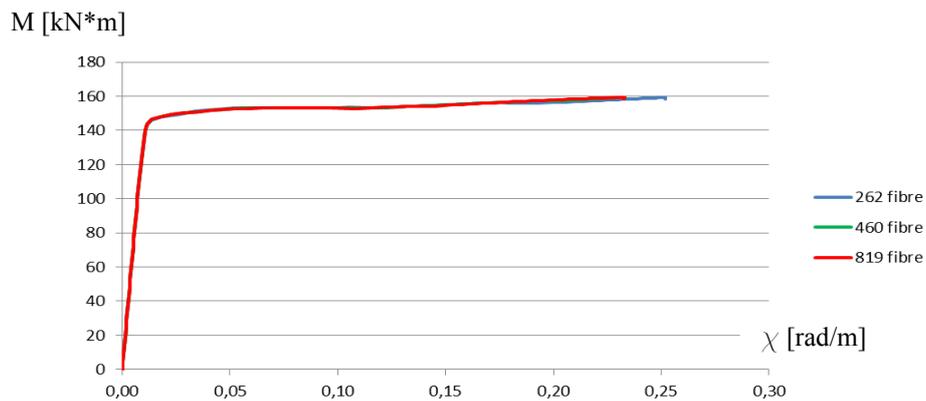


Figura 10.10 - Diagramma "momento-curvatura"

L'analisi viene ripetuta anche tenendo conto della presenza dello sforzo normale; in particolare si è considerato un livello di carico assiale di 0, 10 e 20 per cento del carico ultimo.

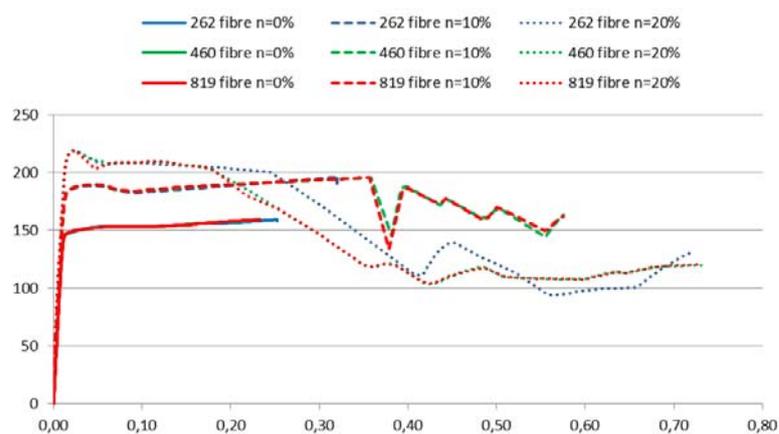


Figura 10.11 - Diagramma "momento-curvatura" al variare del numero di fibre e del livello di carico assiale

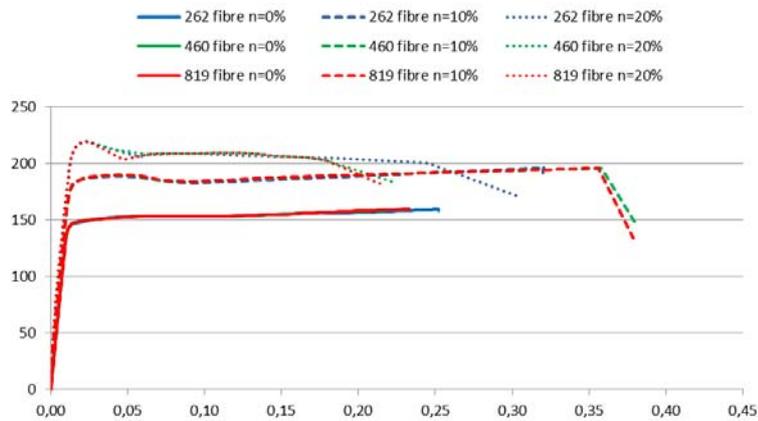


Figura 10.12 - Diagramma “momento-curvatura” al variare del numero di fibre e del livello di carico assiale interrotto alla rottura della prima fibra di calcestruzzo confinato

Avendo introdotto la distinzione tra calcestruzzo confinato e non confinato, la risposta momento-curvatura rende evidente, soprattutto per livello di carico assiale maggiori, il collasso delle fibre di calcestruzzo non confinato, che avviene per valori bassi di curvatura.

Dai risultati ottenuti, si evince come le sezioni modellate con 460 e 819 fibre diano andamenti sostanzialmente simili, mentre la sezione modellata con 262 fibre discorda rispetto le altre due sulla valutazione del punto di rottura.

Si decide di adottare la modellazione della sezione a 819 fibre.

Elemento

Una volta scelta la modellazione della sezione si passa a studiare quella degli elementi riferendosi al medesimo pilastro considerato precedentemente.

Per questa fase di calibrazione viene studiata la risposta del pilastro in termini di diagramma “forza-spostamento”.

Per la struttura in esame si effettua una modellazione del tipo “*member by member*”, in cui ogni elemento è modellato come un’asta a cui viene assegnata una sezione modellata a fibre secondo le considerazioni del paragrafo precedente.

In tale ambito è possibile valutare quanto incide il numero di elementi finiti in cui viene discretizzato l’elemento pilastro o il numero di sezioni di integrazione.

Occorre innanzitutto dire che a causa della modellazione scelta e illustrata nei Capitoli 5 e 7, gli elementi del telaio avranno una suddivisione obbligata, scandita dalla presenza degli elementi *compression only* di interfaccia telaio-tamponatura.

Pertanto, tale aspetto non verrà affrontato.

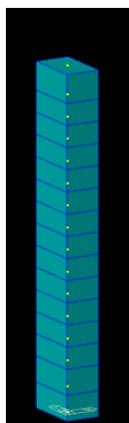


Figura 10.13 - *Suddivisioni del pilastro come da modello*

Sezioni di integrazione

Si analizza il pilastro discretizzato come da modello, ovvero in 15 elementi di lunghezza simile (fig. 10.13). La sezione viene modellata distinguendo calcestruzzo confinato e non confinato (figg. 10.14-15) divisa in 819 fibre.

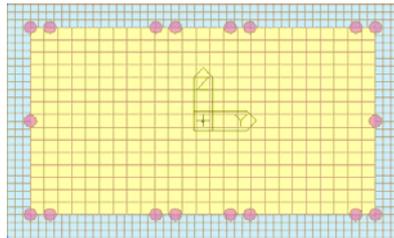
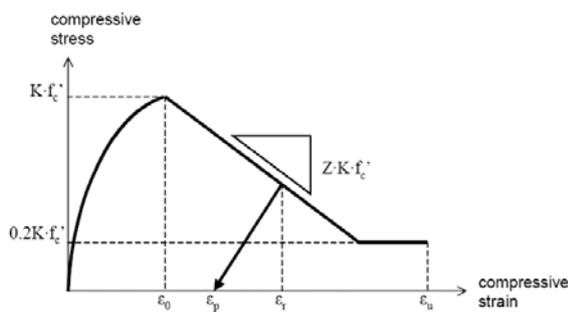
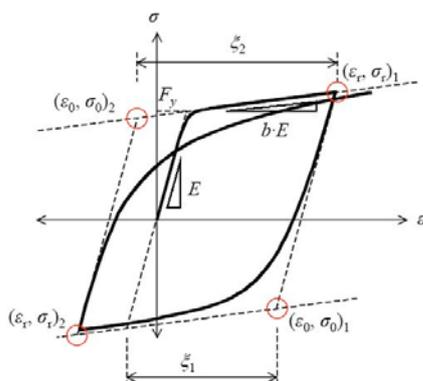


Figura 10.14 - Sezione modellata a fibre: nucleo confinato e copriferro



Copriferro	Nucleo confinato
$f_c = 25 \text{ MPa}$	$f_c = 25 \text{ MPa}$
$\varepsilon_{c0} = 0.002$	$\varepsilon_{c0} = 0.004$
$K = 1,00$	$K = 1,20$
$Z = 533$	$Z = 78$
$\varepsilon_{cu} = 0.0036$	$\varepsilon_{cu} = 0.0143$

Figura 10.15 - Modellazione calcestruzzo ordinario e nucleo confinato



$f_{yk} = 375 \text{ MPa}$
$E_1 = 206000 \text{ MPa}$
$b = 0.0037$

Figura 10.16 - Modellazione acciaio per calibrazione

Al pilastro, soggetto ad uno sforzo normale pari al 20% del carico ultimo, viene impresso uno spostamento orizzontale in sommità crescente linearmente fino ad un valore massimo di 10 cm.

La sezione , il calcolo viene ripetuto considerando per ciascun elemento finito 1, 2, 3, e 5 sezioni di integrazione.

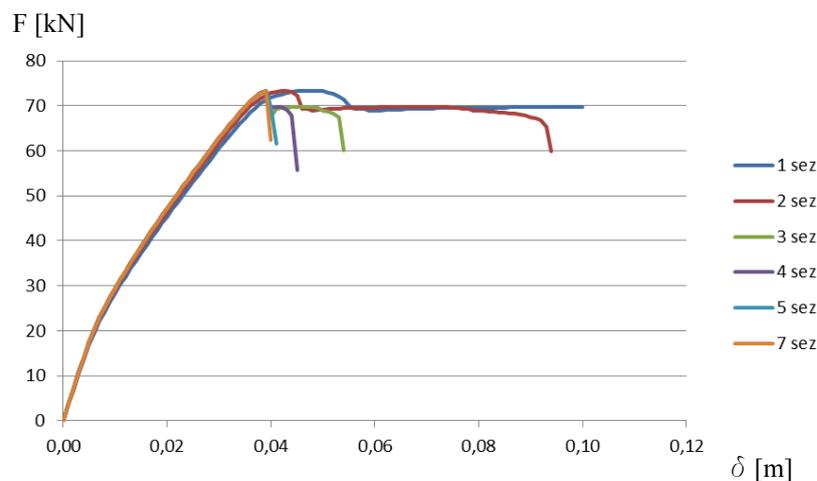
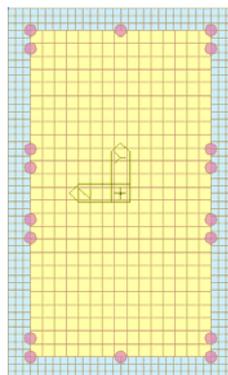
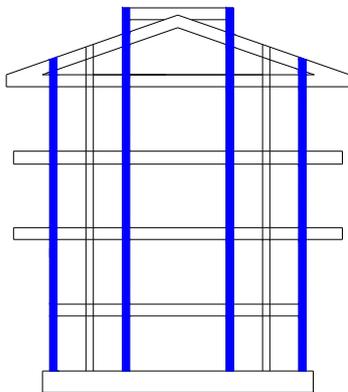


Figura 10.17 - Diagramma “forza-spostamento”

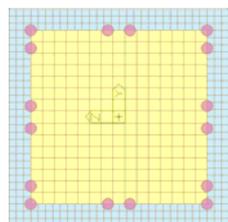
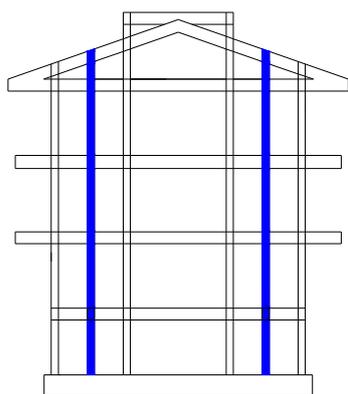
Si osserva che con un numero di sezioni di controllo maggiore di 3, gli andamenti delle curve sono anomali: anche se la rigidezza iniziale rimane pressoché invariata, così come la forza al limite elastico, presentano una rottura estremamente brusca. Ciò può essere riconducibile a un problema di localizzazione, data la distanza ravvicinata tra le sezioni di controllo. Pertanto si adottano 2 sezioni di integrazione per ogni elemento.

Sezioni a fibre create

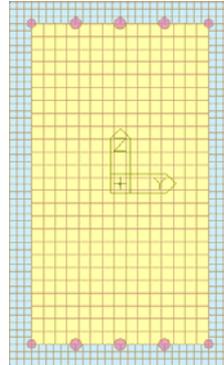
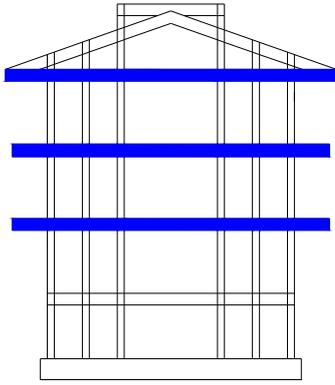
Come già anticipato, si dovranno creare diverse sezioni a fibre, anche se nella realtà si riferiscono allo stesso materiale; questo per tenere in conto del diverso livello di confinamento (area e passo delle staffe), delle diverse dimensioni geometriche (area della sezione) e diverse quantità di armatura longitudinale.



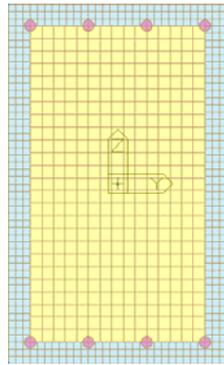
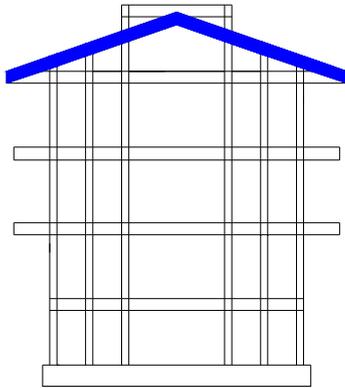
CLS
CC-1
ACC



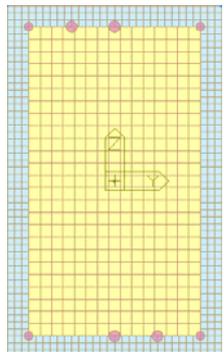
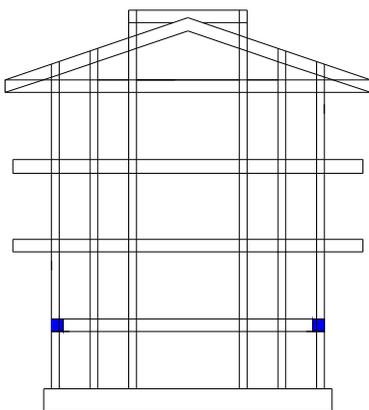
CLS
CC-2
ACC



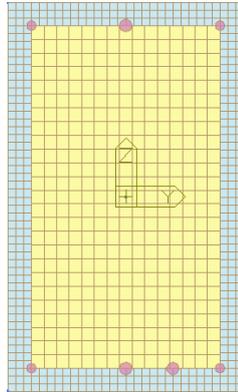
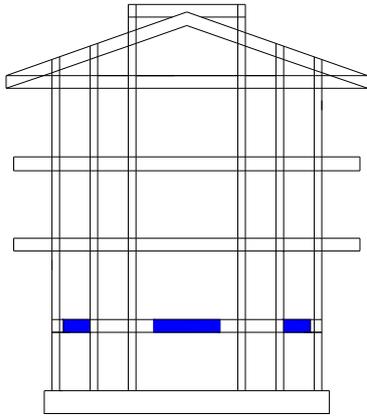
CLS
CC-4
ACC



CLS
CC-4
ACC



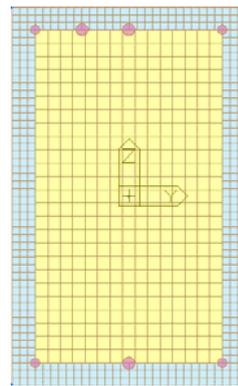
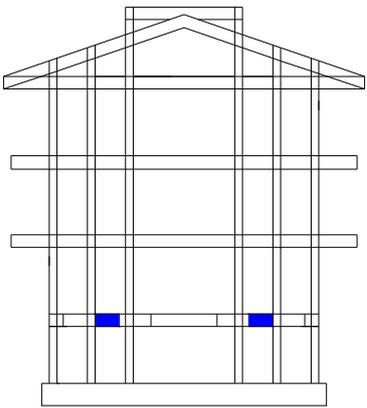
CLS
CC-5
ACC



CLS

CC-5

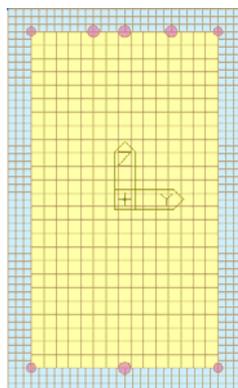
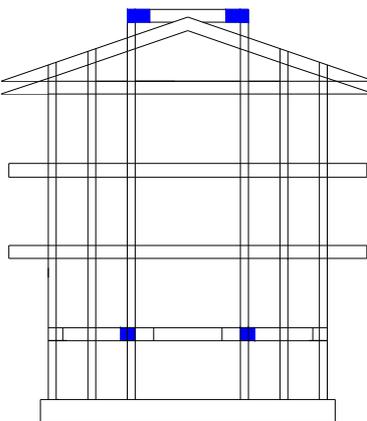
ACC



CLS

CC-5

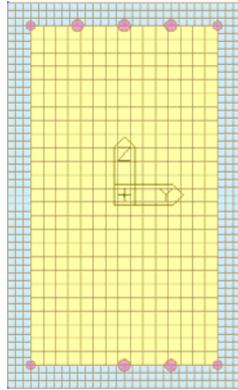
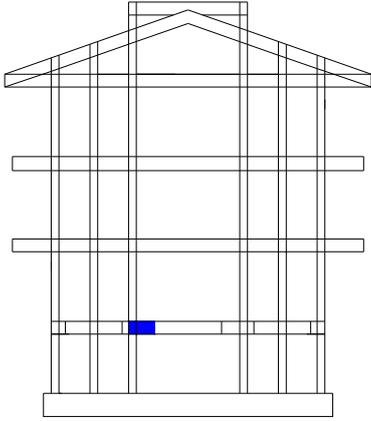
ACC



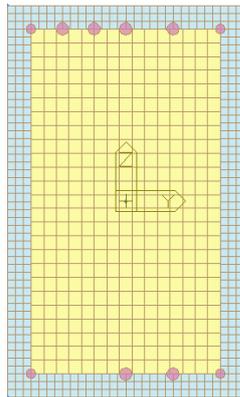
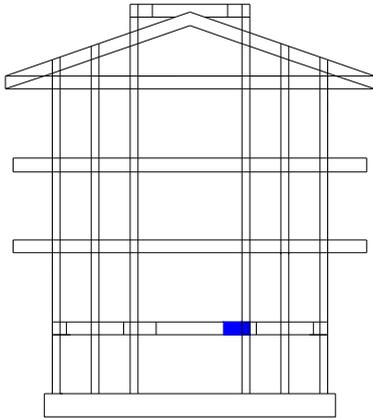
CLS

CC-5

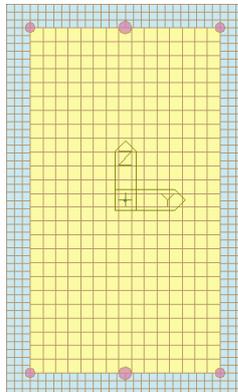
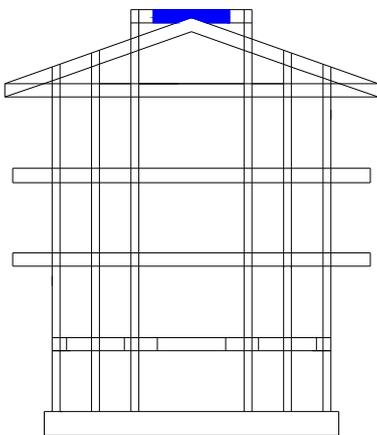
ACC



CLS
CC-5
ACC



CLS
CC-5
ACC



CLS
CC-5
ACC

Capitolo 11

ANALISI MODALE

L'analisi dinamica modale consiste nella individuazione dei modi propri di vibrare significativi e nella determinazione della risposta dinamica della struttura, permettendo di definire il livello di regolarità della struttura, fondamentale soprattutto nel caso di strutture tridimensionali.

Generalmente l'analisi modale è inserita all'interno di un'analisi lineare dinamica. Questo tipo di analisi opera una scomposizione della risposta dinamica globale nei contributi dei singoli modi di vibrare, per ciascuno dei quali vengono valutati gli effetti (sollecitazioni e spostamenti massimi) dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, e ricostruendo la risposta dinamica globale sovrapponendo gli effetti di ciascun modo, attraverso una combinazione quadratica completa (CQC).

Anche in un contesto di analisi pushover, l'analisi modale gioca un ruolo importante: la scelta dei profili di distribuzione delle forze di piano non può prescindere dalla comprensione del comportamento dinamico globale della struttura, attraverso la definizione dei modi di vibrare significativi.

Modi di vibrare

Come anticipato, l'individuazione dei modi di vibrare significativi permette di determinare le distribuzioni delle forze statiche orizzontali.

Occorre innanzitutto precisare che l'analisi verrà eseguita sul telaio privo di tamponatura. Questo perchè, trattandosi di un'analisi lineare, il software converte gli elementi *compression only*, presenti nei modelli, in elementi *truss* lineari. Infatti, come risulta evidente, gli elementi *compression only*, che modellano le condizioni di interfaccia tra gli elementi del telaio e la parete di tamponamento, hanno un comportamento non lineare e non sono compatibili con un'analisi lineare.

La conversione degli elementi *compression only* in elementi *truss* va a modificare il comportamento del telaio, in quanto viene meno la condizione di interfaccia: gli elementi *truss* reagiscono anche a trazione, per cui non si verifica il distacco tra tamponatura e telaio laddove si verificano tensioni di trazione all'interfaccia. Il tutto si traduce in un diverso meccanismo resistente delle strutture in esame, con un netto aumento della rigidezza e una minore sollecitazione negli elementi strutturali del telaio.

Risultati

Come era facilmente prevedibile, trattandosi di strutture piane il numero di modi di vibrare significativi è minimo. Nelle figure seguenti vengono illustrate le principali forme modali, le cui caratteristiche sono raccolte nella tabelle successive.

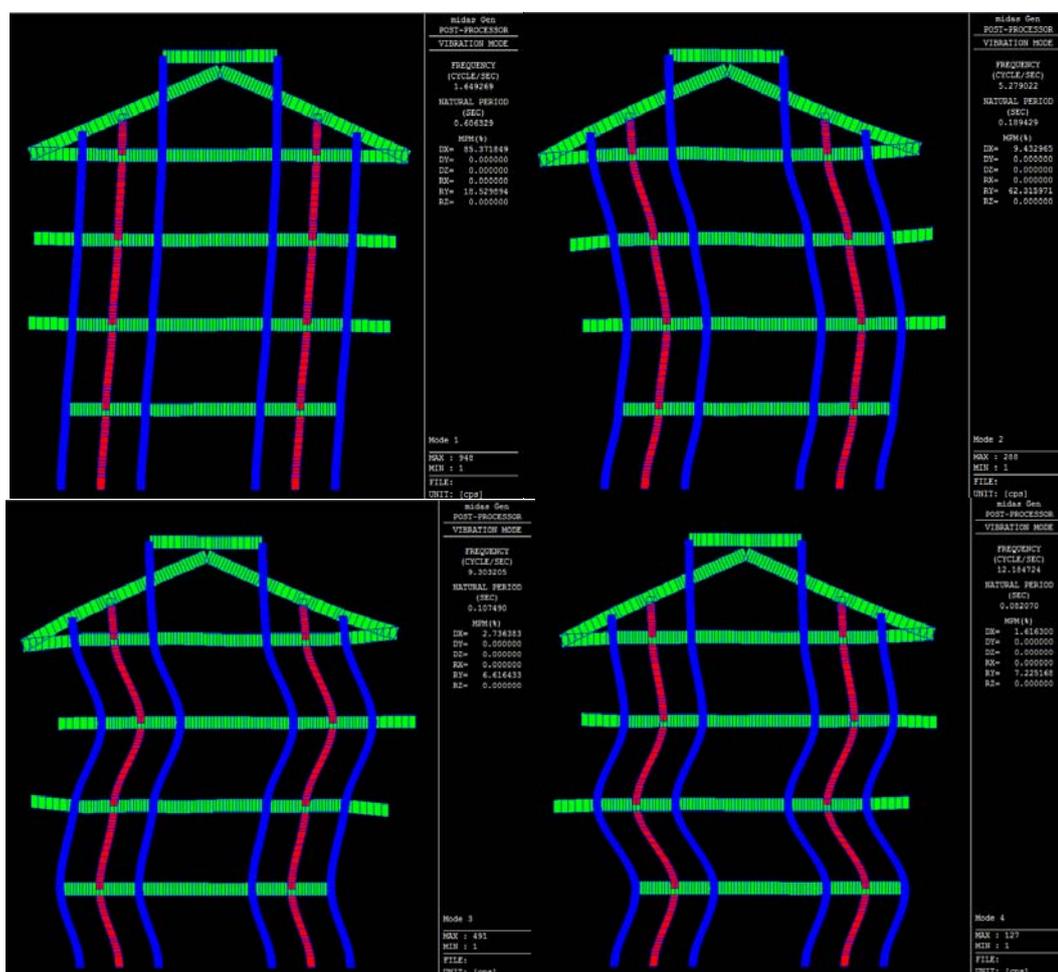


Figura 11.1 - Telaio 1: modi di vibrare significativi

MODO DI VIBRARE	TELAIO	
	PERIODO [s]	MASSA ATTIVATA [%]
1	0,606	85,4
2	0,189	9,4
3	0,107	2,7
4	0,082	1,6

Tabella 11.1 - *Modi di vibrare significativi*

FORMA MODALE	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
I impalcato	0,0214	0,0665	-0,1020	0,1200
II impalcato	0,0499	0,1037	-0,0285	-0,0948
III impalcato	0,0744	0,0428	0,1108	0,0568
IV impalcato	0,0917	-0,0581	-0,0277	-0,0064
VI impalcato	0,0953	-0,0740	-0,0482	-0,0192

Tabella 11.2 - *Telaio I: Forme modali*

Capitolo 12

ANALISI PUSHOVER

La procedura con cui si è svolta l'analisi di pushover nei modelli studiati è la "Non Linear Static Time History",

La "Non linear static" ha bisogno della definizione di una funzione "moltiplicazione" che è l'elemento base per la definizione dei carichi nell'analisi non lineare; una volta definita tale funzione è possibile decidere in quanti incrementi di step suddividerla per poi associarla all'opportuno carico.

I carichi verranno applicati in sequenza, ciascuno secondo la corrispondente funzione "moltiplicatore". Si applicheranno, nell'ordine, peso proprio, carichi permanenti, carichi accidentali e infine la spinta orizzontale (fig. 12.1)

E' importante osservare come alla fine di ogni assegnazione di carico, esso rimane costante sulla struttura

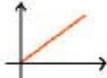
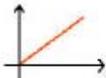
Nome TH Load Case:	TH_1	TH_2	TH_3	TH_4
Carichi assegnati:	1 Carico statico: Peso Proprio	2 Carico statico: Carico permanente	3 Carico statico: Carico variabile	4 Carico sismico: Forza o spostamento
Funzione associata:	 Funzione "moltiplicatore"	 Funzione "moltiplicatore"	 Funzione "moltiplicatore"	 Funzione "moltiplicatore"
Tipo di carico:	Time varying Static Load	Time varying Static Load	Time varying Static Load	Time varying Static Load
"Subsequent to":	-----	TH_1	TH_2	TH_3

Figura 12.1 – Procedura di applicazione dei carichi per l'analisi statica non lineare

Distribuzione delle forze di *push-over*

Verranno eseguite analisi *push-over* convenzionali, ovvero non adattive, in cui il profilo delle forze lungo l'altezza rimane invariato al crescere del moltiplicatore dei carichi e quindi delle plasticizzazioni nella struttura.

Come illustrato nel Capitolo 8, in base alla Normativa, occorre considerare almeno 2 distribuzioni di forze di inerzia. Di queste una deve appartenere al gruppo delle *distribuzioni principali*, rappresentativa della risposta dinamica strutturale in campo elastico; l'altra, invece, deve appartenere al gruppo delle *distribuzioni secondarie*, che vogliono rappresentare la risposta dinamica della struttura in campo plastico.

In questo lavoro si sono adottate le seguenti distribuzioni:

1. Distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare fondamentale. Infatti, come si può notare, in entrambi i telai il primo modo di vibrare attiva una percentuale di massa maggiore del 75% (tab. 11.1);
2. Distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

Distribuzione uniforme

Il criterio di distribuzione uniforme consiste nell'adottare un vettore di accelerazione proporzionale ad un vettore di forma unitario, ovvero considerare che tutti gli impalcati subiscano lo stesso spostamento. Di conseguenza, ciò si traduce nell'applicare una distribuzione di forze ad ogni piano del telaio proporzionale ai rispettivi pesi sismici.

Nella formula (12.1) si ottiene la forza sismica di piano moltiplicando la massa del rispettivo piano per la deformata modale unitaria.

$$F_{0i} = W_i \cdot \phi_{1i} \quad (12.1)$$

dove:

F_{0i} : forza risultante al piano i-esimo;

W_i : massa del piano i-esimo;

$\phi_{1i} = 1$: deformata del piano i-esimo secondo il modo di vibrare fondamentale normalizzato al valore massimo; in questo caso unitaria.

La distribuzione uniforme è proposta da diverse normative perché si presuppone che tale distribuzione di forze riesca a cogliere il comportamento ultimo di una struttura che va in crisi con un meccanismo di piano debole formatosi alla base. Difatti quando si forma un meccanismo di piano debole alla base della struttura, quest'ultima si deformerà traslando con un moto rigido rispetto al piano andato in crisi, quindi la forma modale della struttura passerà da lineare a costante sull'altezza.

Nel caso di una struttura spaziale potrebbe generarsi una crisi di piano debole in entrambe le direzioni principali, oppure solamente in una delle due direzioni. Ovviamente non esiste un metodo per saperlo a priori, tutto dipende dalla direzione di provenienza del sisma e da come sono disposti in pianta gli elementi di controventamento della struttura. L'idea più semplice, ma non supportata da

alcuna evidenza sperimentale, potrebbe essere quella di effettuare due analisi di *push-over* distinte in entrambe le direzioni ortogonali.

Per quanto riguarda la distribuzione delle forze all'interno di un generico piano, le forze laterali di *push-over* vogliono esprimere le forze d'inerzia che si innescano sotto l'azione sismica, quindi tali forze non possono essere che distribuite proporzionalmente alla distribuzione delle masse a livello dei singoli piani. Ovviamente, per le regole della geometria delle masse, la forza risultante che ne deriva passa per il centro di massa del piano considerato. Per i motivi appena detti, se la struttura presenta dei solai infinitamente rigidi è possibile, per ogni piano, applicare direttamente un'unica forza di *push-over*, nel centro di massa C_{Mi} . L'infinita rigidità del solaio farà sì che le forze siano distribuite a livello del singolo piano.

Tale criterio non trova grande impiego nel caso di strutture spaziali irregolari in quanto non permette di considerare gli effetti torsionali, fondamentali per strutture con forti irregolarità in geometria, massa e rigidezza, in cui modi di vibrare torsionali possono avere masse partecipanti non trascurabili.

Nel caso di studio, trattandosi di telaio piano, la trattazione risulta rigorosa, in quanto non intervengono gli effetti torsionali.

Telaio Impalcato	Quota [m]	Deformata modale	Peso sismico [kN]	Massa sismica [kN/g]	Forza [kN]	Forza normalizzata [kN]
I	3,00	1,00	1830,55	186,60	186,60	0,181
II	6,20	1,00	2315,80	236,07	236,07	0,229
III	9,40	1,00	2315,80	236,07	236,07	0,229
IV+V	12,6/15,0	1,00	3430,00	349,64	349,64	0,340
VI	16,60	1,00	209,30	21,34	21,34	0,021
Totale			10101,45	1029,71	1029,71	1,000

Tabella 12.1 - *Distribuzione normalizzata delle forze*

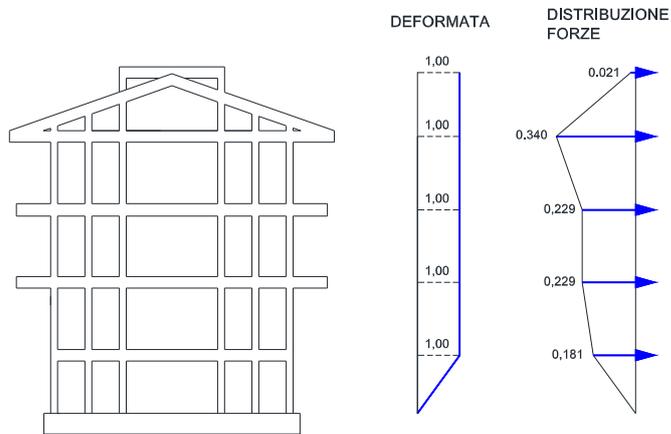


Figura 12.2 - Distribuzione normalizzata delle forze

Distribuzione proporzionale al modo di vibrare fondamentale

Il criterio di distribuire le forze di piano in base ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale al primo modo di vibrare è un'evoluzione della distribuzione di accelerazioni triangolare lungo l'altezza.

Oltre alla migliore descrizione delle forze d'inerzia che si innescano sotto azione sismica è possibile, con tale distribuzione, tenere conto delle forze d'inerzia rotazionali ed eventualmente anche forze che nascono nella direzione ortogonale a quella di provenienza del sisma.

Questo è importante soprattutto per strutture spaziali ed irregolari, dove i moti traslazionali e rotazionali si accoppiano generando modi di vibrare rototraslazionali, con componenti di spostamento in entrambe le direzioni. Per cui, per il generico impalcato, in ambito di analisi di spinta si avranno forze anche in direzione ortogonale a quella di provenienza del sisma, tali da generare coppie torcenti.

Le forze di piano vengono espresse con la seguente relazione:

$$F_{0i} = W_i \cdot \phi_{1i} \quad (12.2)$$

dove:

F_{0i} : forza risultante al piano i-esimo;

W_i : massa del piano i-esimo;

ϕ_{1i} : deformata del piano i-esimo secondo il modo di vibrare fondamentale normalizzato al valore massimo.

A livello del singolo impalcato le forze saranno distribuite secondo la distribuzione delle masse all'interno del piano. Se la struttura presenta dei solai infinitamente rigidi è possibile applicare direttamente un'unica forza di *push-over* per ogni piano, nel centro di massa del piano considerato. L'infinita rigidità del solaio farà sì che le forze siano distribuite a livello del singolo piano.

Le coppie torcenti parassite sono così valutate:

$$M_{0i} = \theta_i \cdot I_{pi} \quad (12.3)$$

dove:

M_{0i} : coppia risultante al piano i-esimo;

θ_i : rotazione del centro di massa C_{Mi} del piano i-esimo;

I_{pi} : momento di inerzia polare del piano i-esimo.

Come è facilmente intuibile, ciò non accade in caso di telai. Infatti, essendo strutture piane, non ha senso valutare le rotazioni e coppie torcenti.

Telaio Impalcato	Quota [m]	Deformata modale	Peso sismico [kN]	Massa sismica [kN/g]	Forza [kN]	Forza normalizzata [kN]
I	3,00	0,23	1830,55	186,60	41,99	0,059
II	6,20	0,52	2315,80	236,07	123,70	0,175
III	9,40	0,78	2315,80	236,07	184,37	0,261
IV+V	12,6/15,0	0,96	3430,00	349,64	336,36	0,475
VI	16,60	1,00	209,30	21,34	21,34	0,030
Totale			10101,45	1029,71	707,74	1,000

Tabella 12.2 - Distribuzione normalizzata delle forze

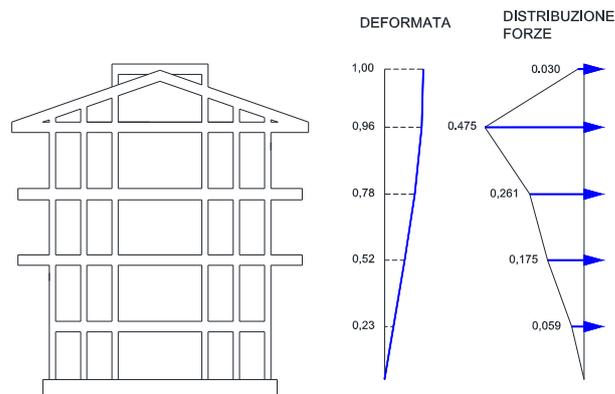


Figura 12.3 - Distribuzione normalizzata delle forze

Casi di carico

Di seguito sono illustrati i casi di carico “time history”. Per ciascuno di essi si specifica la funzione “moltiplicatore”, creata in accordo con i criteri di combinazione dell’azione sismica con le altre azioni definiti nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, e il numero di incrementi in cui viene suddivisa.

I carichi vengono applicati con la seguente sequenza: pesi propri, permanenti strutturali, permanenti non strutturali, carichi variabili per civile abitazione, scale, balconi e infine l’azione di spinta.

Carichi permanenti

Si riporta la funzione “moltiplicatore” comune a tutti i carichi permanenti, ovvero pesi propri, permanenti strutturali e permanenti non strutturali. La funzione viene definita da 0 a 1 secondo e varia linearmente da 0 a 1 attraverso 10 steps di carico.

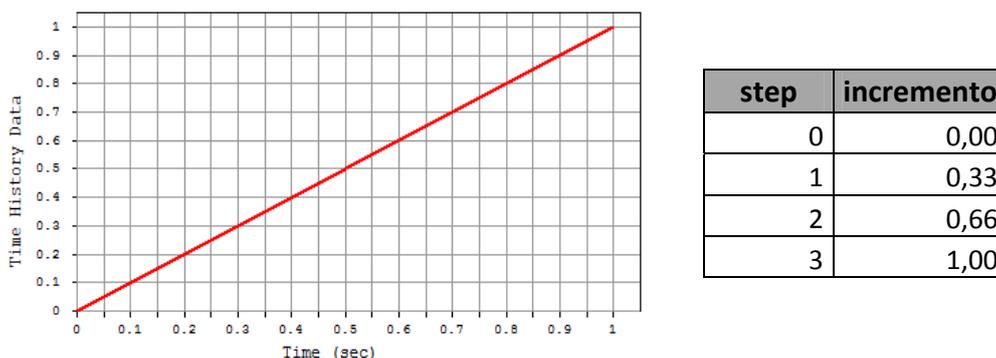
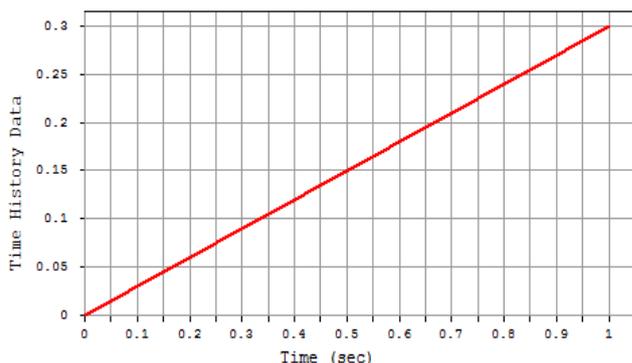


Figura 12.4 - Funzione “moltiplicatore” per carichi permanenti

Carichi variabili

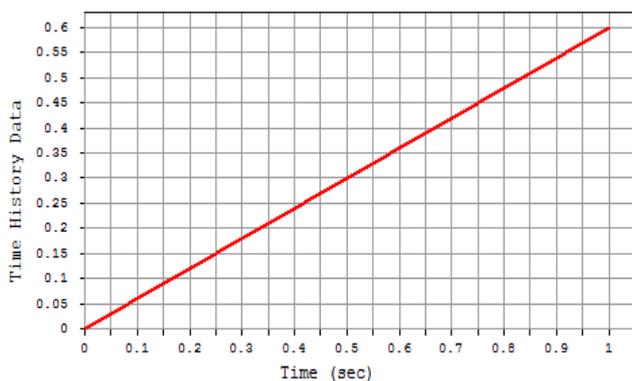
Per carichi variabili per ambienti di categoria A: “*ambienti ad uso residenziale*”, la funzione “moltiplicatore” viene definita da 0 a 1 secondo e varia linearmente da 0 a 0,3 attraverso 3 steps di carico.



step	incremento
0	0,00
1	0,10
2	0,20
3	0,30

Figura 12.5 - Funzione “moltiplicatore” per carichi variabili (civile abitazione)

Per carichi variabili per ambienti di categoria C: “*ambienti suscettibili ad affollamento*” (come scale comuni e balconi), la funzione “moltiplicatore” viene definita da 0 a 1 secondo e varia linearmente da 0 a 0,6 mediante 6 steps di carico.



step	incremento
0	0,00
1	0,20
2	0,40
3	0,60

Figura 12.6 - Funzione “moltiplicatore” per carichi variabili (scale, balconi)

Azione di spinta

Per quanto riguarda l'azione di spinta, le distribuzioni di forze ricavate verranno incrementate secondo una funzione “moltiplicatore” che varia linearmente da 0 fino ad un valore per il quale si ha il collasso della struttura, attraverso 300 steps di carico.

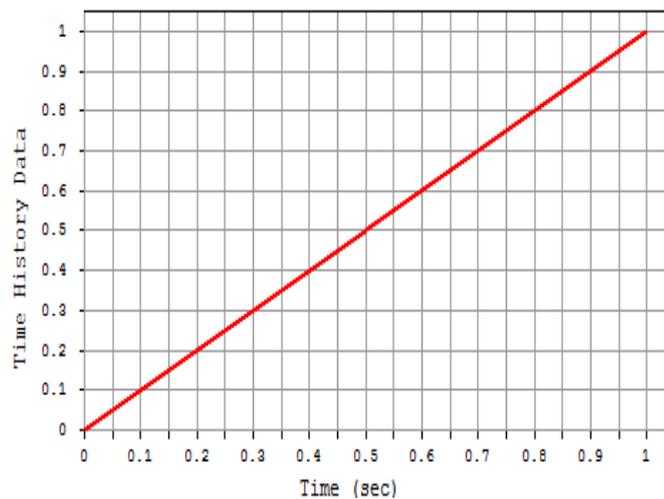


Figura 12.7 - Funzione “moltiplicatore” per l'azione di spinta

Modellazione

Prima di eseguire le analisi è necessario apportare alcune modifiche alla modellazione e migliorare alcuni aspetti trascurati nel calcolo lineare.

Indeformabilità dei nodi

La modellazione è stata migliorata nei riguardi dei collegamenti interni della struttura. Per riprodurre la condizione di nodo rigido trave-pilastro, è stato assegnato un materiale estremamente rigido agli elementi in cui c'è una compenetrazione tra la trave ed il pilastro (fig. 12.8).

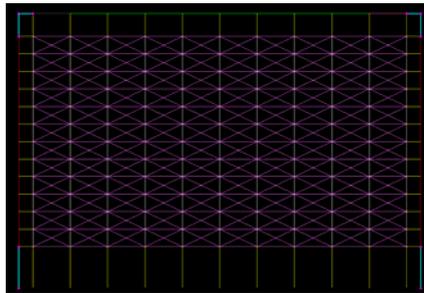


Figura 12.8 - *Vincoli di corpo rigido*

Condizione di interfaccia

Come descritto nel Capitolo 5, l'interfaccia tra telaio e tamponatura è stata modellata attraverso elementi monodimensionali *compression only*, ovvero elementi *truss* che reagiscono solo a compressione, disposti ortogonalmente all'interfaccia; in questo modo si vuole riprodurre il distacco tra telaio e pannello nelle zone in cui si hanno delle tensioni normali di trazione; la lunghezza di tali elementi è pari all'ingombro della trave stessa rispetto al suo asse.

Tali elementi non sono però ammessi per un'analisi "Non Linear Static Time History" e vengono convertiti in semplici elementi *truss*.

In virtù di ciò è necessario pensare ad una modellazione alternativa dell'interfaccia.

Una soluzione valida potrebbe essere quella di considerare gli elementi di interfaccia come elementi *truss* ai quali associare una determinata curva scheletro. In particolare, si potrebbe assegnare una curva scheletro elastica-perfettamente plastica per il solo ramo di compressione, e resistenza nulla a trazione (fig. 12.8); il punto al limite elastico sarà caratterizzato da un valore di sforzo estremamente elevato e un basso valore di deformazione per fare in modo che l'elemento abbia una rigidità elevata restando sempre in campo elastico. In più, per gli elementi dell'interfaccia superiore si può prevedere un *gap* che precede il ramo elastico (fig. 12.9).

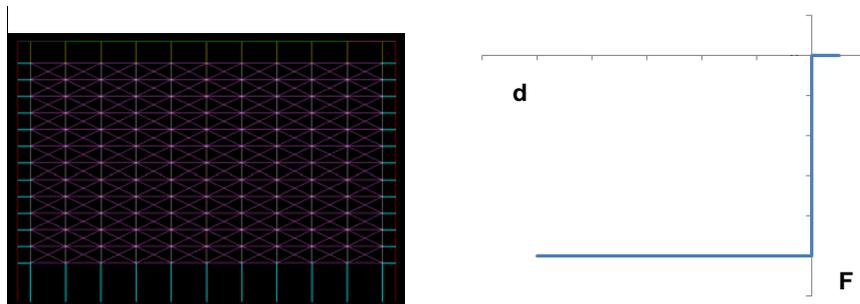


Figura 12.9 - Elementi di interfaccia (evidenziati in blu) e rispettiva curva scheletro

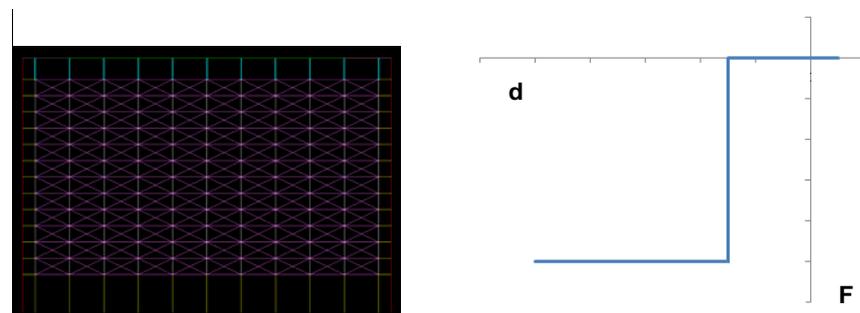


Figura 12.10 - Elementi di interfaccia superiore (in blu) e rispettiva curva scheletro

Tale soluzione, però, non è stata adottata per problematiche legate alla convergenza della soluzione. Nell'effettuare il calcolo di spinta su un modello così complesso, la convergenza del calcolo diventa un problema delicato.

Per tale motivo è stato necessario alleggerire il modello, eliminando gli elementi di interfaccia orizzontale tra pannello e travi. I nodi delle basi superiore e inferiore del tamponamento vengono legati tra loro tramite dei *rigid links* sugli spostamenti orizzontali e verticali (fig. 12.11).

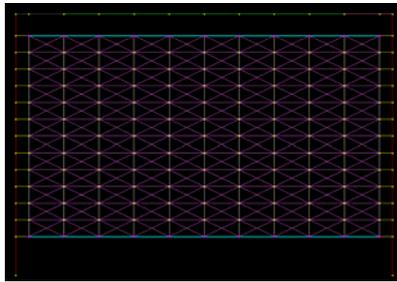


Figura 12.11 - *Rigid links sugli spostamenti orizzontali e verticali*

Pushover: profilo di spinta proporzionale al modo di vibrare fondamentale

Si riportano le curve di capacità ottenute secondo il profilo di forze corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare fondamentale (fig. 12.13). Queste verranno confrontate con le curve di capacità ottenute sui telai privi di tamponamento.

Data la complessità del modello, l'analisi è stata eseguita eliminando l'ultimo impalcato di sottotetto (fig. 12.12). Si è comunque tenuto conto della presenza del sottotetto applicando gli sforzi verticali di compressione trasmessi dai pilastri e applicando la relativa forza di piano all'impalcato sottostante.

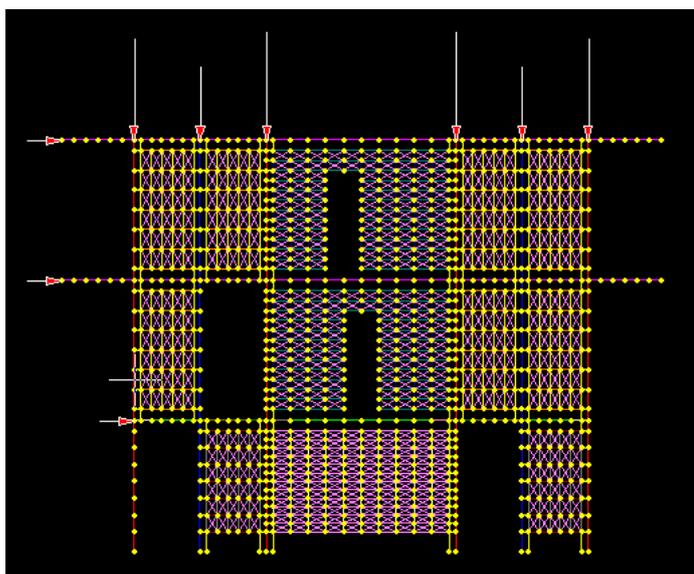


Figura 12.12 - *Modello su cui è stata eseguita l'analisi*

Osservando la curva di capacità del telaio si osserva che il taglio alla base subisce un aumento rilevante (circa il 20%) nella configurazione con le tamponature rispetto a quella priva di pannelli; tale aumento è considerevole già a partire dalla parte iniziale del grafico. Le tamponature forniscono un evidente apporto di

rigidezza, soprattutto nella fase iniziale di carico; dopo la plasticizzazione dei pannelli, che avviene per bassi livelli di deformazione, data l'elevata fragilità, la rigidezza tende ad essere equivalente a quella del telaio nudo.

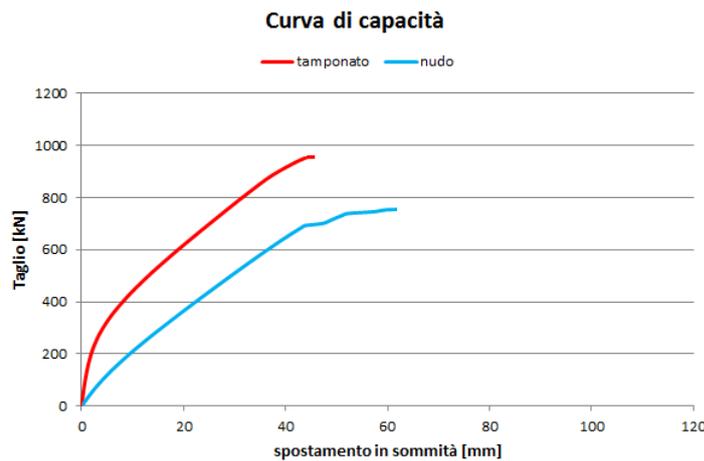


Figura 12.13 - Curva di capacità: confronto tra telaio tamponato e telaio nudo

Gli spostamenti degli impalcati, grazie alla presenza dei tamponamenti vengono notevolmente ridotti. La globale riduzione degli spostamenti si traduce in sollecitazioni minori nelle colonne, soprattutto quelle libere; per i pilastri adiacenti ai pannelli le sollecitazioni si riducono nella parte centrale e si concentrano alle estremità, subendo soprattutto un forte incremento del taglio alla base ed una variazione non così marcata del momento.

In entrambi i modelli il meccanismo di collasso coinvolge i pilastri del primo piano (figg. 12.14-15-16), ma con plasticizzazioni presenti anche a piano terra. Questo perché i pilastri del piano terra hanno un'altezza minore rispetto a quelli degli altri impalcati.

Esaminando i drift di interpiano si può notare come l'effetto della tamponatura sia più marcato nel II e III impalcato, laddove si ha una doppia foderà di laterizio (8+12 cm), mentre al primo impalcato si ha una singola foderà (8 cm) e una presenza minore pannelli.

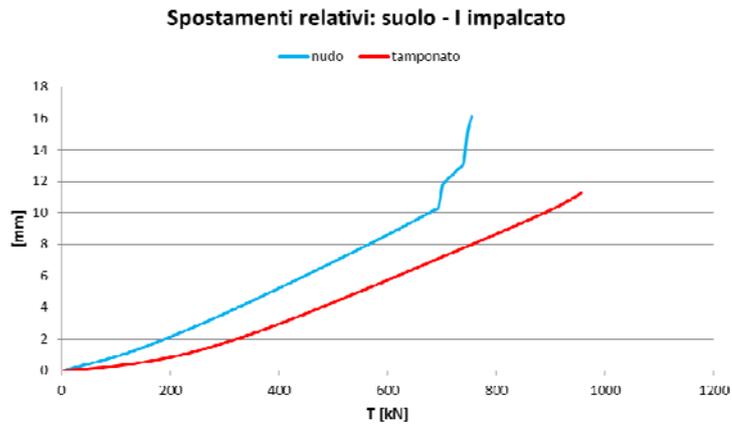


Figura 12.14 - *Drift I impalcato. Telaio con e senza tamponature*

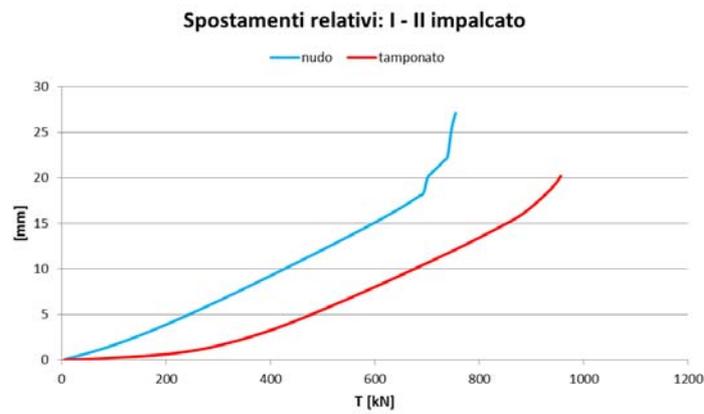


Figura 12.15 - *Drift I-II impalcato. Telaio con e senza tamponature*

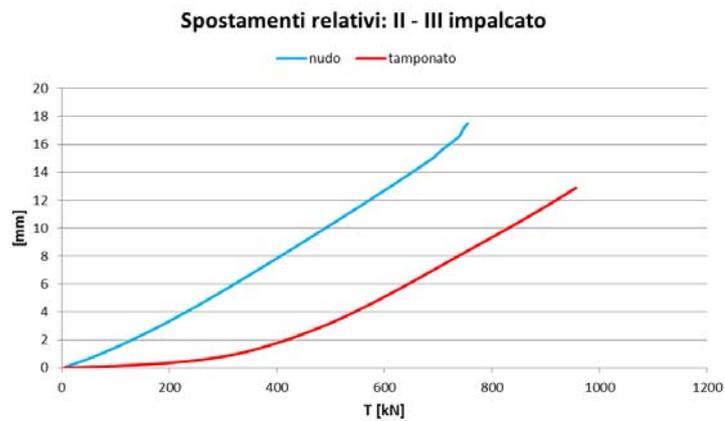


Figura 12.16 - *Drift II-III impalcato. Telaio con e senza tamponature*

Pushover: profilo di spinta proporzionale alle masse di piano

Per entrambi i telai, si riportano le curve di capacità ottenute secondo il profilo di forze corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni uniforme lungo l'altezza (fig. 12.17), che riproduce il comportamento dinamico del telaio quando questo viene a trovarsi in campo plastico. Queste verranno confrontate con le curve di capacità ottenute sui telai privi di tamponamento.

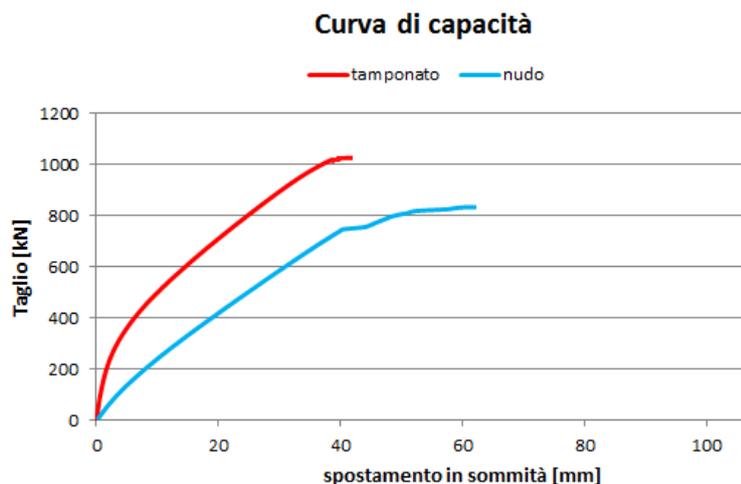


Figura 12.17 - Curva di capacità: confronto tra telaio tamponato e telaio nudo

Analogamente al caso precedente, dalle curve di capacità del telaio si osserva che il taglio alla base subisce un aumento rilevante (circa il 20%) nella configurazione con le tamponature rispetto a quella priva di pannelli; tale aumento è considerevole già a partire dalla parte iniziale del grafico. Le tamponature forniscono un evidente apporto di rigidità, soprattutto nella fase iniziale di carico; dopo la plasticizzazione dei pannelli, che avviene per bassi livelli di deformazione, data l'elevata fragilità, la rigidità tende ad essere equivalente a quella del telaio nudo.

Gli spostamenti degli impalcati, grazie alla presenza dei tamponamenti vengono notevolmente ridotti. La globale riduzione degli spostamenti si traduce in sollecitazioni minori nelle colonne, soprattutto quelle libere; per i pilastri adiacenti ai pannelli le sollecitazioni si riducono nella parte centrale e si concentrano alle estremità, subendo soprattutto un forte incremento del taglio alla base ed una variazione non così marcata del momento.

In entrambi i modelli il meccanismo di collasso coinvolge i pilastri del piano terra (figg. 12.18-19-20), ma con plasticizzazioni presenti anche al primo piano.

Esaminando i drift di interpiano si può notare come l'effetto della tamponatura sia più marcato nel II e III impalcato, laddove si ha una doppia fodera di laterizio (8+12 cm), mentre al primo impalcato si ha una singola fodera (8 cm) e una presenza minore pannelli.

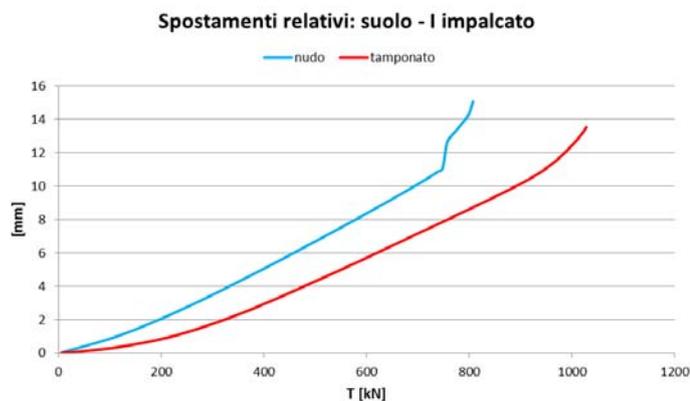


Figura 12.18 - Drift I impalcato. Telaio con e senza tamponature

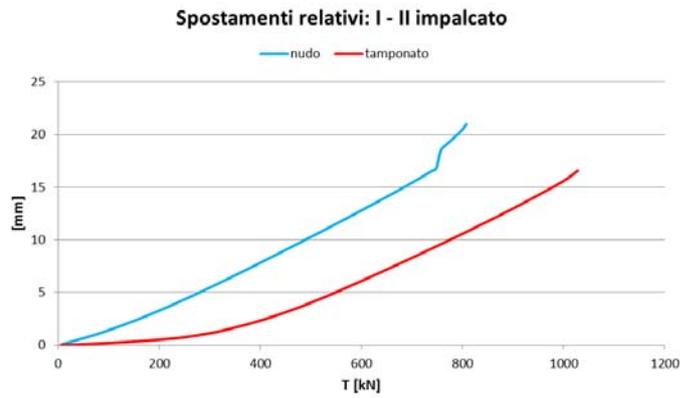


Figura 12.19 - Drift I-II impalcato. Telaio con e senza tamponature

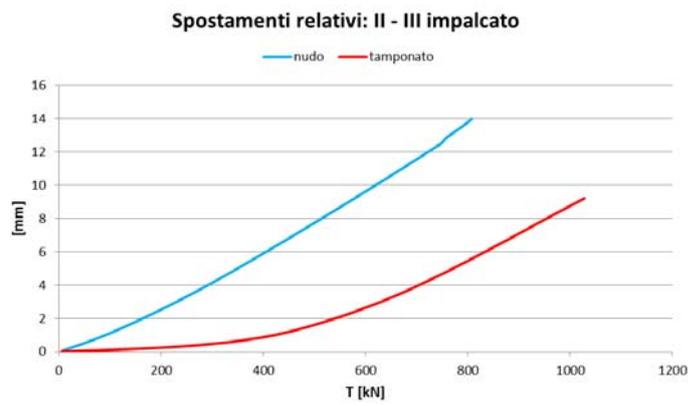


Figura 12.20 - Drift II-III impalcato. Telaio con e senza tamponature

Capitolo 13

IL MODELLO A BIELLA EQUIVALENTE

Gli effetti della tamponatura sul comportamento dei telai in cemento armato sono stati analizzati nel Capitolo 1.

L'idea di modellare un pannello di muratura con un singolo elemento capace di simularne l'effetto globale sulla risposta della struttura ha sempre attirato l'attenzione degli studiosi per l'ovvio vantaggio in termini di semplicità ed efficienza.

Sin dai primi tentativi di produrre un modello semplice, i risultati sperimentali e alcune osservazioni concettuali indicarono che una biella diagonale con appropriate caratteristiche meccaniche poteva essere la soluzione al problema. La scelta di un elemento diagonale viene dall'osservazione dei meccanismi di collasso dei tamponamenti; infatti, come visto nel paragrafo 1.2, quando è avvenuto il distacco fra il pannello e la maglia strutturale e, soprattutto, la fessurazione per taglio del muro, la diagonale del pannello è l'unica porzione di muratura che dopo il distacco continua a risentire delle sollecitazioni indotte dalle forze trasmesse dal telaio (fig. 13.1); quindi è spontaneo schematizzare il telaio

tamponato come un telaio controventato da bielle diagonali reagenti solo a compressione e connesse con delle cerniere agli angoli della maglia.

Da qui l'evolversi di numerosi modelli basati sul concetto della biella equivalente: in origine il pannello veniva schematizzato con un' unica biella, ma col tempo è diventato evidente che la risposta dei tamponamenti sottoposti a cicli di carico è meglio rappresentata da due bielle incrociate. In questo modo ogni biella entra in gioco per una sola direzione del carico.

Il problema principale comune a tutti i modelli in letteratura è quello di definire la larghezza da assegnare alla biella e la sua resistenza.

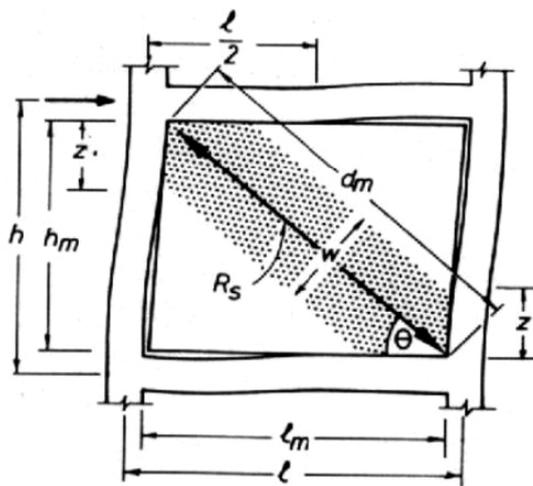


Figura 13.1 - Distacco tra telaio e tamponatura sotto carico orizzontale

A seguire si presentano tre modelli presenti in letteratura, di recente pubblicazione.

Verrà presentato il modello formulato da Papia et al., a mio giudizio uno dei più ricchi e sofisticati in letteratura, in grado di prendere in considerazione numerosi fattori che influenzano il fenomeno; successivamente verranno illustrati il modello proposto da Al-Chaar per la sua semplicità e che meglio si presta come strumento da adottare nella pratica progettuale e il modello di Panagiotakos e Fardis.

Modelli presentati

Papia, Cavaleri, Fossetti

La modellazione proposta si basa sull'equivalenza tra rigidità laterale del telaio reale (“soluzione esatta”), in cui il tamponamento è modellato da una lastra discretizzata in elementi di contorno, e rigidità laterale dello stesso telaio in cui però il pannello di muratura viene schematizzato mediante una biella.

Diversamente dagli usuali approcci empirici disponibili in letteratura, la tecnica proposta dagli autori si differenzia per i seguenti aspetti:

- nel dimensionamento del puntone entra in gioco anche la rigidità assiale delle colonne;
- viene posta maggiore attenzione all'influenza del comportamento bidimensionale del tamponamento e quindi al legame tra le dimensioni della biella equivalente e il coefficiente di Poisson della muratura;
- viene elaborata una “soluzione esatta” del problema attraverso una modellazione del pannello come lastra piana discretizzata in elementi di contorno;
- viene presa in considerazione anche l'influenza dei carichi verticali;
- viene affrontato anche il caso di tamponamenti con aperture.

Il modello proposto prevede quindi la nota schematizzazione a biella equivalente, di cui sono noti lo spessore t e il modulo elastico E_m , pari a quelli del pannello di muratura; rimane da determinare solo la larghezza w della sezione della biella.

La procedura di dimensionamento della biella consiste nell'uguagliare la rigidità laterale della “struttura reale” \bar{D}_i con la rigidità laterale D_i della “struttura semplificata” (fig. 13.2).

$$\bar{D}_i = D_i \quad (13.1)$$

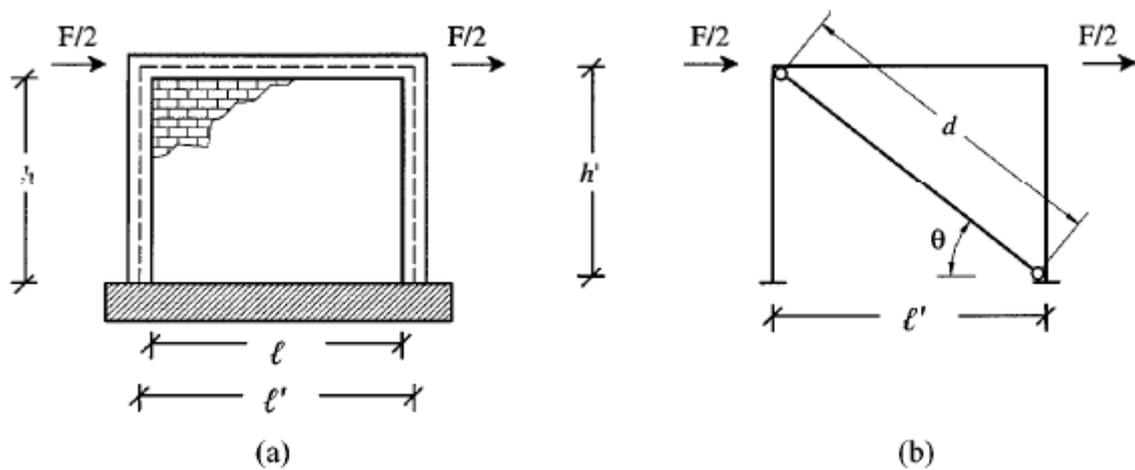


Figura 13.2 - *Struttura reale (a) e struttura semplificata (b)*

Soluzione esatta

La “struttura reale” (fig. 13.2a) viene calcolata con una modellazione a lastra del pannello murario, utilizzando un software di calcolo e elaborando una soluzione esatta della struttura.

Gli autori hanno utilizzato una modellazione che prevede la discretizzazione in elementi di contorno per il tamponamento e l’adozione di elementi finiti per il telaio (fig. 13.3).

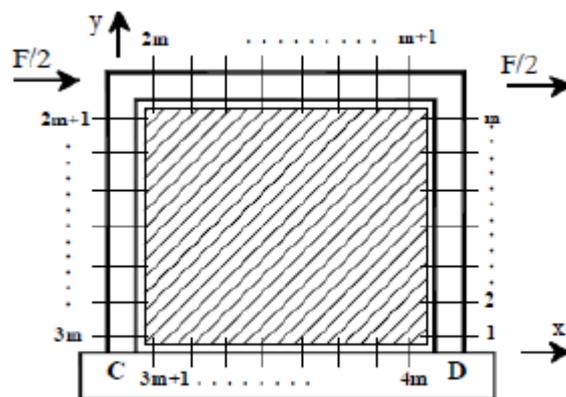


Figura 13.3 - *Struttura reale: discretizzazione*

L'interfaccia tra telaio e pannello è stata modellata un modo da trasmettere le tensioni normali di compressione, in virtù delle quali si generano tensioni tangenziali modellate secondo la legge di Coulomb.

Una volta risolto il modello e raggiunta la convergenza, la rigidezza del sistema viene calcolata dal rapporto tra la forza F e la media dei valori di spostamento orizzontale δ calcolati per i nodi del telaio numerati con $m+1$ e $2m$.

$$\overline{D}_i = \frac{F}{\delta} \quad (13.2)$$

Soluzione semplificata

La rigidezza laterale dello schema semplificato (fig. 13.2b) può essere calcolata scomponendo la struttura in due sottosistemi equivalenti (fig. 13.4).

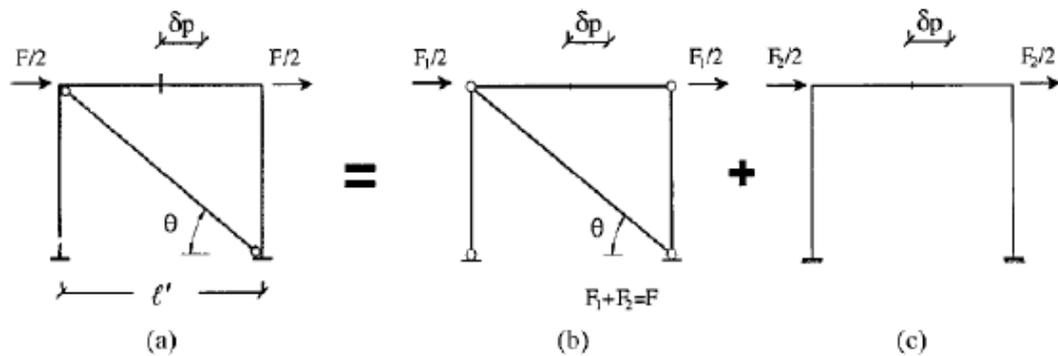


Figura 13.4 - Struttura semplificata: scomposizione

Sia:

D_d : rigidezza del sottosistema (b)

D_f : rigidezza del sottosistema (c)

Allora si può scrivere:

$$D_i = D_d + D_f \quad (13.3)$$

Le espressioni delle rigidezze sono le seguenti:

$$D_d = \frac{k_d \cdot \cos^2(\theta)}{1 + \frac{k_d}{k_c} \cdot \sin^2(\theta) + \frac{1}{4} \cdot \frac{k_d}{k_b} \cdot \cos^2(\theta)} \quad (13.4)$$

$$D_f = 24 \cdot \frac{E_f \cdot I_c}{h'^3} \cdot \left[1 - 1,5 \cdot \left(3 \cdot \frac{I_b}{I_c} \cdot \frac{h'}{l'} + 2 \right)^{-1} \right] \quad (13.5)$$

dove:

$$k_d = \frac{E_d \cdot t \cdot w}{d} \quad \text{rigidezza assiale della biella}$$

$$k_c = \frac{E_f \cdot A_c}{h'} \quad \text{rigidezza assiale dei pilastri}$$

$$k_b = \frac{E_f \cdot A_b}{l'} \quad \text{rigidezza assiale della trave}$$

E_d : modulo elastico del pannello lungo la direzione della diagonale;

E_f : modulo elastico del calcestruzzo;

A_c : area della sezione trasversale dei pilastri;

A_b : area della sezione trasversale della trave;

t : spessore della biella, pari allo spessore del pannello;

w : larghezza della biella, da definire;

d : lunghezza della biella;

h' : altezza dei pilastri fino all'asse della trave;

l' : lunghezza della trave, distanza tra gli assi dei pilastri;

I_c : momento d'inerzia del pilastro;

I_b : momento d'inerzia della trave.

Sezione della biella

Si osserva che D_f è calcolabile, essendo noti tutti i termini al suo interno, invece nell'espressione di D_d è incognita la larghezza w della biella; questa può essere esplicitata

$$\frac{w}{d} = \frac{D_d}{E_d \cdot t \cdot \cos^2(\theta)} \cdot \frac{1}{1 - \frac{D_d}{k_c} \cdot \left(\frac{h^2}{l^2} + \frac{k_c}{4 \cdot k_b} \right)} \quad (13.6)$$

Una volta risolta la “struttura reale”, la soluzione \bar{D}_i viene sostituita nella (13.6)

$$\bar{D}_i = D_d + D_f \quad \Rightarrow \quad D_d = \bar{D}_i - D_f \quad (13.7)$$

Si determina così la larghezza della biella:

$$\frac{w}{d} = \frac{\bar{D}_i - D_f}{E_d \cdot t \cdot \cos^2(\theta)} \cdot \left[1 - \frac{\bar{D}_i - D_f}{k_c} \cdot \left(\frac{h^2}{l^2} + \frac{1}{4} \cdot \frac{k_c}{k_b} \right) \right]^{-1} \quad (13.8)$$

Il parametro λ^*

Si è visto che uguagliando le due soluzioni precedenti è possibile determinare la larghezza della biella. Tuttavia gli autori hanno voluto individuare una procedura più semplice per questo problema, che evitasse di dover passare per la soluzione esatta.

A questo scopo hanno introdotto un parametro adimensionale λ^* , dipendente dalle caratteristiche elastiche e geometriche del sistema, con cui poter individuare un legame del tipo

$$\frac{w}{d} = f(\lambda^*) \quad (13.9)$$

Ciò è possibile imponendo che la differenza $\bar{D}_i - D_f$ sia la reale rigidezza laterale del telaio tamponato, ottenibile dalle reali condizioni di carico. In base allo schema di carico adottato, le tensioni di contatto normali e tangenziali decrescono dagli angoli verso i punti centrali dei bordi (fig. 13.5); questo in accordo con i risultati della “soluzione esatta”.

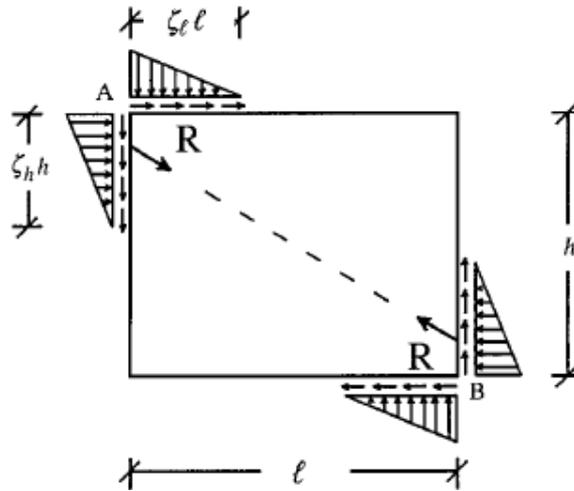


Figura 13.5 - Distribuzione delle tensioni di contatto

La rigidità laterale del pannello viene espressa attraverso il rapporto tra la componente orizzontale della risultante R delle tensioni di interfaccia e la componente orizzontale dello spostamento relativo degli angoli opposti A e B

Il materiale è considerato elastico, omogeneo e isotropo, quindi descritto solo dal modulo elastico E_d e dal coefficiente di Poisson ν .

Supponendo fissati il rapporto l/h e ν , la rigidità D_d risulta proporzionale al modulo E_d , allo spessore t e dipendente dai coefficienti ζ_h e ζ_l che governano la direzione di R .

$$\bar{D}_i - D_f = D_d = \psi \cdot E_d \cdot t \quad (13.10)$$

Il parametro ψ dipende dalle estensioni delle regioni di contatto tra telaio e pannello. Inoltre, ponendo

$$\lambda^* = \frac{E_d}{E_f} \cdot \frac{t \cdot h'}{A_c} \cdot \left(\frac{h'^2}{l'^2} + \frac{1}{4} \cdot \frac{A_c}{A_b} \cdot \frac{l'}{h'} \right) \quad (13.11)$$

l'equazione (8.11) può essere riscritta come segue:

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{\cos^2(\theta)} \cdot \frac{D_d}{E_d \cdot t} \cdot \frac{1}{1 - \frac{D_d}{E_d \cdot t} \cdot \lambda^*} = \frac{1}{\cos^2(\theta)} \cdot \frac{1}{\frac{E_d \cdot t}{D_d} - \lambda^*} \quad (13.12)$$

Infine, introducendo l'equazione (11.13) si ottiene:

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{\cos^2(\theta)} \cdot \frac{1}{\psi^{-1} - \lambda^*} \quad (13.13)$$

Gli autori hanno quindi preso in esame una vasta casistica di telai con differenti valori del rapporto l/h e del coefficiente di Poisson ν della muratura, in modo che il parametro λ^* variasse secondo una fitta scansione.

Per ogni telaio è stata elaborata una soluzione esatta e una semplificata, riuscendo quindi ad ottenere un legame tra il rapporto w/d e il parametro λ^* .

In questo modo è stato possibile ricavare la relazione:

$$\frac{w}{d} = \frac{c}{z} \cdot \frac{1}{(\lambda^*)^\beta} \quad (13.14)$$

dove:

$$c = 0,249 - 0,0116 \cdot \nu + 0,567 \cdot \nu^2$$

$$\beta = 0,146 + 0,0073 \cdot \nu + 0,126 \cdot \nu^2$$

$$z = 1 + 0,25 \cdot \left(\frac{l}{h} - 1 \right) \quad 1 \leq \frac{l}{h} \leq 1,5$$

L'equazione (13.14) consente di determinare la larghezza della biella senza passare per il calcolo di D_f e \bar{D}_i , semplicemente conoscendo le caratteristiche geometriche e meccaniche che determinano λ^* e gli altri coefficienti.

Influenza dei carichi verticali

Gli autori hanno ripetuto la procedura precedentemente descritta introducendo una nuova variabile, ovvero il livello di carico verticale, applicato solo sui pilastri, definito dal rapporto:

$$\varepsilon_v = \frac{F_v}{2 \cdot A_c \cdot E_c} \quad (13.15)$$

in cui F_v è il carico totale agente sul portale.

I risultati hanno mostrato come il carico verticale, e conseguentemente, la tensione assiale nei pilastri, fa aumentare la lunghezza della regione di contatto tra telaio e tamponatura, modificando il comportamento del sistema: il pannello passa da un comportamento a biella verso un comportamento a piastra. In altre parole la presenza di carico verticale fa aumentare la larghezza della biella reagente attraverso un parametro k .

Tenendo conto di ciò, l'espressione (13.14) viene modificata:

$$\frac{w}{d} = k \cdot \frac{c}{z} \cdot \frac{1}{(\lambda^*)^\beta} \quad (13.16)$$

$$\text{con } k = 1 + (18 \cdot \lambda^* + 200) \cdot \varepsilon_v \quad (13.17)$$

Effetto delle aperture

È immediato intuire che la presenza di porte o finestre in un pannello di muratura porti ad una riduzione di resistenza e rigidità, che va a modificare la risposta del telaio. Tuttavia gli studi su questo aspetto prima di quello in esame sono pochi.

Le prove sperimentali condotte dagli autori mostrano che la perdita di rigidità dovuta alle aperture può essere legata al rapporto tra le dimensioni delle aperture stesse e quelle del tamponamento. Nello specifico viene individuato un fattore di riduzione r per correggere l'equazione (13.16)

L'indagine è stata condotta per la stessa casistica considerata precedentemente, introducendo però, in ogni pannello, un'apertura che avesse lo stesso rapporto l/h del pannello e fosse in posizione centrale rispetto al telaio. L'apertura poteva quindi essere caratterizzata da un unico parametro ξ , ovvero il rapporto tra una dimensione dell'apertura (h_v o l_v) e la corrispondente dimensione del pannello murario. In questo modo è stato possibile confrontare la "soluzione esatta" del telaio senza aperture con quella del telaio con aperture, per cercare un fattore di correzione. Il risultato ottenuto è un fattore r :

$$r = 1,24 - 1,7 \cdot \xi \quad (13.18)$$

Al-Chaar

Tale ricerca ha lo scopo di fornire delle linee guida per la valutazione della resistenza e della rigidezza dei tamponamenti di muratura non rinforzata soggetta a forze laterali. Il metodo proposto, che si basa sempre sul principio della biella equivalente, è applicabile per telai interamente o parzialmente tamponati e anche nel caso di pannelli con aperture.

Larghezza della biella equivalente

La larghezza della biella equivalente a dipende dalla rigidezza flessionale relativa tra il pannello e i pilastri del telaio. Per tale fattore, l'autore fa riferimento al parametro adimensionale $\lambda_1 \cdot H$ fornito da Stafford Smith e Carter

$$\lambda_1 \cdot H = H \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h}} \quad (13.19)$$

La larghezza a della biella viene valutata tramite l'espressione proposta da Mainstone:

$$a = 0,175 \cdot D \cdot (\lambda_1 \cdot H)^{0,4} \quad (13.20)$$

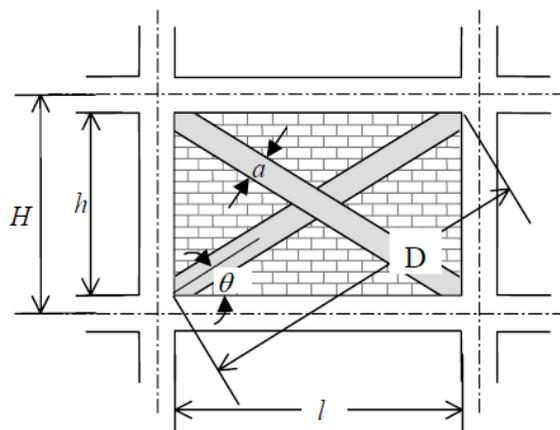


Figura 13.6 - Geometria della biella

con:

- a : larghezza del puntone;
- H : altezza dei pilastri fino all'asse della trave;
- E_m : modulo elastico della muratura;
- t : spessore del paramento murario;
- h : altezza del paramento murario;
- D : diagonale del paramento murario;
- E_c : modulo elastico del calcestruzzo (pilastri);
- I_c : momento di inerzia dei pilastri;
- θ : inclinazione della diagonale rispetto l'orizzontale.

Eccentricità della biella equivalente

Si assume che le sollecitazioni causate dal pannello siano assorbite dai pilastri. Pertanto, le bielle non vengono inserite nei nodi trave-pilastro, ma in posizione eccentrica, ad una distanza l_{column} dal nodo (fig. 13.7); operando in questo modo si vogliono ricreare direttamente gli effetti locali del pannello sul pilastro, evitando la verifica locale dei pilastri.

Nel caso di tamponatura parziale, la lunghezza l_{column} sarà uguale alla lunghezza del pilastro non controventata (fig. 13.8).

$$l_{column} = \frac{a}{\cos(\theta_{column})} \quad (13.21)$$

$$\tan(\theta_{column}) = \frac{h - \frac{a}{\cos(\theta_{column})}}{l} \quad (13.22)$$

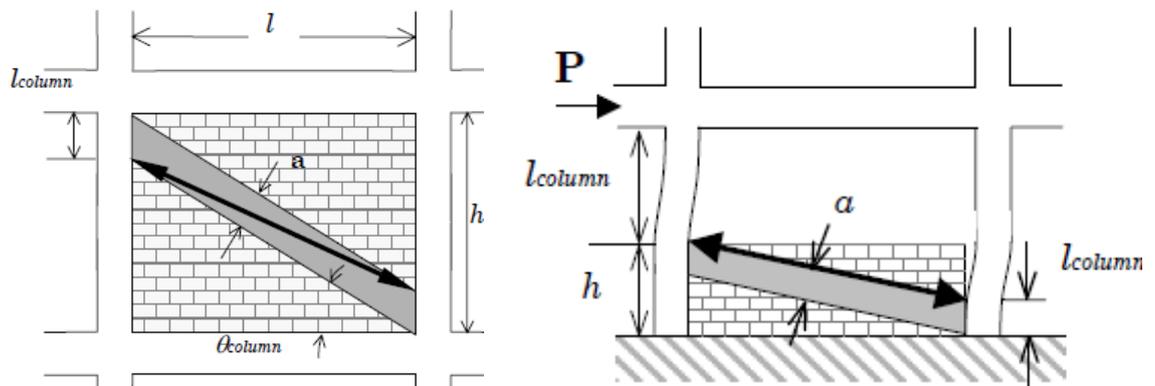


Figura 13.7-13.8 - Posizionamento della biella: tamponamento completo e parziale

Tamponamenti con aperture

Nel caso in cui i pannelli di muratura abbiano delle aperture, si assume che comunque un comportamento a biella equivalente, ma viene introdotto un coefficiente riduttivo R_1 da applicare all'equazione (13.23).

$$(R_1)_i = 0,6 \cdot \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right)^2 - 1,6 \cdot \frac{A_{open}}{A_{panel}} + 1 \quad (13.23)$$

in cui:

A_{open} : area delle aperture;

A_{panel} : area del tamponamento.

Se $A_{open} \geq 60\% A_{panel}$ l'effetto del tamponamento deve essere trascurato.

In generale quindi la larghezza effettiva della biella diventa:

$$a_{red} = a \cdot (R_1)_i \cdot (R_2)_i \quad (13.24)$$

Il coefficiente $(R_2)_i$ è un'ulteriore riduzione in base a danneggiamenti già presenti nel pannello.

L'autore osserva, inoltre, che ridurre la larghezza della biella, per tenere in considerazione la presenza di aperture permette di valutare il comportamento

globale, ma non garantisce di rappresentare la reale distribuzione delle forze che si presenterà. Eventuali effetti locali, dovuti alle aperture, devono quindi essere presi in considerazione in altro modo, ad esempio disponendo le bielle in maniera opportuna (fig. 13.9)

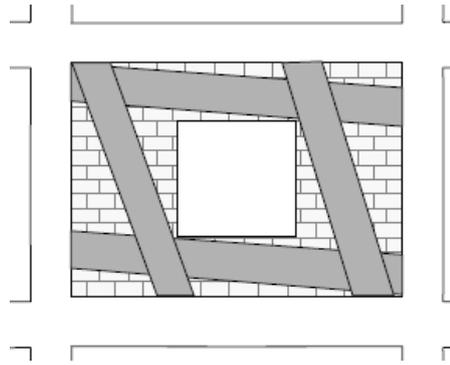


Figura 13.9 - Posizionamento della biella in presenza di apertura

Capacità resistente della biella

Per determinare la resistenza della biella vengono considerati due meccanismi di rottura: per compressione e per taglio. La resistenza viene quindi fissata pari alla minore tra la resistenza a compressione R_{cr} e la resistenza a taglio R_{shear} :

$$R_{strut} = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{cr} \\ \frac{R_{shear}}{\cos(\theta_{strut})} \end{array} \right\} \quad (13.25)$$

dove:

θ_{strut} è l'angolo tra la biella eccentrica rispetto l'orizzontale (fig.13.10)

$$\tan(\theta_{strut}) = \frac{h - 2 \cdot l_{column}}{l} \quad (13.26)$$

$$R_{cr} = a_{red} \cdot t \cdot f'_m \quad (13.27)$$

$$R_{shear} = A_n \cdot f'_v \cdot (R_1)_i \cdot (R_2)_i \quad (13.28)$$

in cui:

- f'_m : resistenza a compressione della muratura;
- f'_v : resistenza a taglio della muratura.

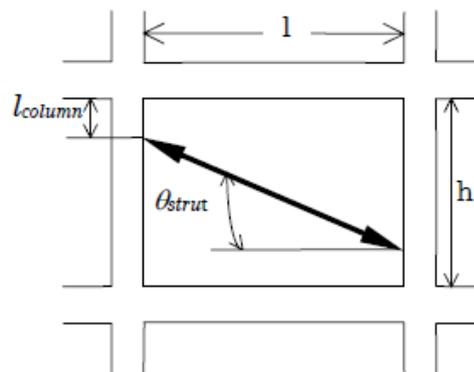


Figura 13.10 - Geometria della biella eccentrica

Il legame carico-scorrimento laterale del puntone equivalente è fornito dalla normativa americana *FEMA 237* (fig. 13.11), dove il parametro d , che indica la percentuale di scorrimento laterale non lineare associato al pannello, è definito nella Tabella 13.1.

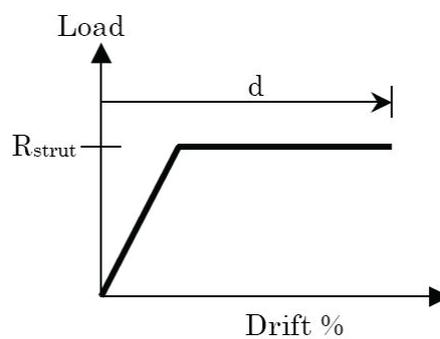


Figura 13.11 - Legame carico-scorrimento laterale del puntone equivalente

Il *drift* laterale massimo viene espresso in funzione di due valori:

- il rapporto β tra la resistenza a taglio del tamponamento V_{tamp} e quella del telaio V_{telaio} ;
- il rapporto tra le dimensioni del pannello l/h .

β	l/h	d [%]
$\beta < 0,7$	0,5	0,5
	1,0	0,4
	2,0	0,3
$0,7 < \beta < 1,3$	0,5	1,0
	1,0	0,8
	2,0	0,6
$\beta > 1,3$	0,5	1,5
	1,0	1,2
	2,0	0,9

Tabella 13.1 - Valori del *drift* laterale

Modellazione

L'autore suggerisce anche come modellare la struttura; innanzitutto viene indicato dove collocare le cerniere plastiche in un modello a plasticità concentrata (fig. 13.12):

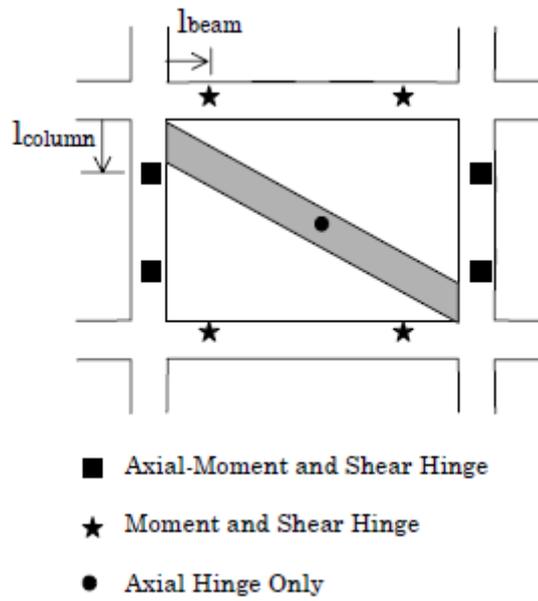


Figura 13.12 - Posizionamenti delle cerniere plastiche

dove:

$$l_{beam} = \frac{a}{\sin(\theta_{beam})} \quad (13.29)$$

$$\tan(\theta_{beam}) = \frac{h}{l - \frac{a}{\sin(\theta_{beam})}} \quad (13.30)$$

Inoltre viene suggerito di inserire dei *rigid end offset* nelle travi e nei pilastri a partire dai nodi trave-pilastro per una lunghezza rispettivamente pari a l_{beam} e l_{column} (fig. 13.13).

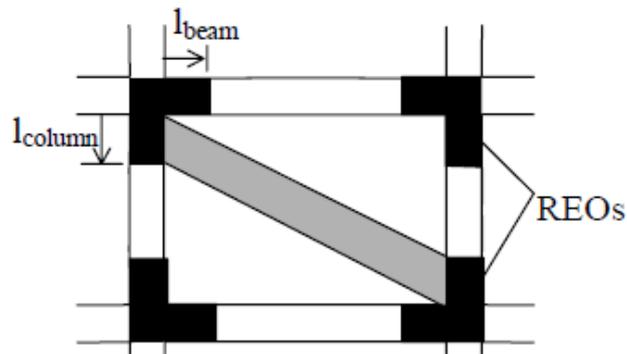


Figura 13.13 - Rigid end offset

Valutazione della rigidezza della biella

Attraverso prove sperimentali si è verificato che il modello tende a sottostimare la rigidezza effettiva del tamponamento, sovrastimandone quindi la capacità deformativa.

La curva di push-over ottenuta, quindi, deve essere modificata. Innanzitutto si approssima la curva di push-over ottenuta con una bilineare. Questa sarà definita da tre punti: origine, “yield” (V_y, Δ_y) e punto finale (V_u, Δ_u), e allo stesso tempo da due rigidezze K_y, K_u . Successivamente si modifica la curva incrementando la rigidezza iniziale e diminuendo lo spostamento ultimo. Il carico di “snervamento” e il carico ultimo vengono mantenuti costanti, mentre le rigidezze K_y e K_u vengono aumentate rispettivamente ai valori K_i e K_f (fig.13.14).

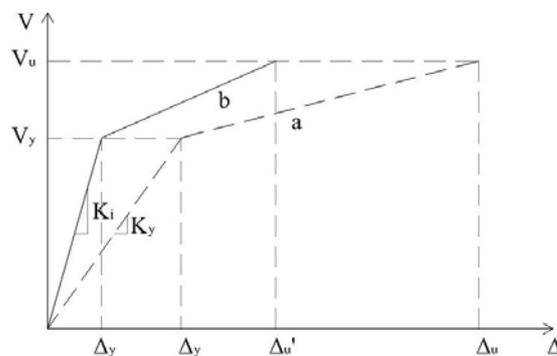


Figura 13.14 - Curva analitica (a) e risultati sperimentali (b)(linearizzati)

L'autore suggerisce due metodi di correzione.

Secondo il primo metodo:

$$K_i = \begin{cases} 3 \cdot K_y & 0,67 \leq \frac{l}{h} \leq 1,5 \\ K_{SSC} & \text{qualsiasi } l/h \end{cases} \quad (13.31)$$

$$K_u = 2 \cdot K_y \quad (13.32)$$

Il termine K_{SSC} rappresenta la rigidezza della biella, la cui larghezza a è ottenuta attraverso le espressioni proposte da Stafford Smith e Carter.

Panagiotakos, Fardis

Il legame proposto da Panagiotakos e Fardis è stato dedotto sia da analisi parametriche su modelli agli elementi finiti, sia da prove pseudo-dinamiche su telai in calcestruzzo armato per valutare gli effetti dell'intensità del moto e della presenza delle tamponature in base alla loro resistenza, rigidezza e disposizione nel telaio.

Per la modellazione numerica dei pannelli viene proposto il modello di puntone equivalente, con l'associazione di un legame del tipo forza-spostamento per il pannello in muratura sottoposto a soli carichi laterali; viene anche definito un modello isteretico che tiene conto del degrado delle caratteristiche meccaniche sotto i carichi ciclici (quest'ultimo non è stato approfondito nell'ambito di questa tesi).

La *curva scheletro* che rappresenta il comportamento meccanico del pannello definisce tre rami che si riferiscono ai meccanismi che governano il comportamento della tamponatura:

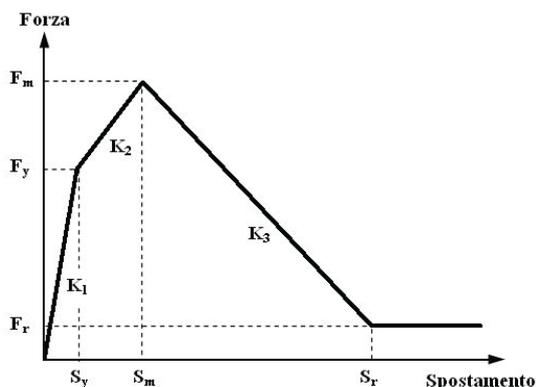


Figura 13.15 - Legame forza-spostamento proposto da Panagiotakos e Fardis

Il primo tratto rappresenta il tamponamento non fessurato in cui l'elemento reagisce principalmente a taglio. Tale tratto è governato dalla rigidezza K_1 e termina con il raggiungimento del carico di fessurazione F_y .

$$K_1 = \frac{G_w \cdot t_w \cdot l_w}{h_w} \quad (13.33)$$

$$F_y = f_{ws} \cdot t_w \cdot l_w \quad (13.34)$$

Il secondo tratto rappresenta la condizione di post-fessurazione in cui si innesca il meccanismo resistente a puntone; la rigidezza K_2 sarà quindi fornita dal puntone compresso fino al raggiungimento del carico massimo F_m .

$$K_2 = \frac{E_w \cdot t_w \cdot b_w}{D_w} \cdot \cos^2(\theta) \quad (13.35)$$

$$F_m = 1.3 \cdot F_y \quad (13.36)$$

Nel tratto finale di *softening* viene meno la resistenza del pannello.

$$K_3 = (0,01 \div 0,1) \cdot K_1 \quad (13.37)$$

(la rigidezza residua dipende dalla duttilità della muratura)

$$F_r = 0,1 \cdot F_y \quad (13.38)$$

con:

- G_w : modulo di taglio della muratura secondo la prova di compressione diagonale;
- f_{ws} : resistenza a taglio secondo la prova di compressione diagonale;
- l_w : lunghezza del paramento murario;
- D_w : diagonale del paramento murario.

Gli spostamenti S_y , S_m e S_r si ottengono semplicemente dal rapporto tra i rispettivi carichi e rigidezze.

Viene considerata nulla la resistenza a trazione dell'elemento.

Modellazione delle bielle

Geometria e vincoli

Gli elementi del telaio verranno modellati con la medesima modellazione a fibre dell'analisi precedente (Capitolo 12).

Per quanto riguarda le bielle, tra gli elementi presenti nei programmi di calcolo agli elementi finiti quello che meglio si adatta a questo tipo di comportamento è l'elemento *truss*, ovvero un elemento *beam* a sezione trasversale costante incernierato alle estremità, in grado quindi di resistere solo a sollecitazioni assiali.

Larghezza della biella equivalente

Per determinare la larghezza della biella equivalente si fa riferimento alle formule di Klingner e Bertero:

$$b_w = 0,175 \cdot (\lambda \cdot h_w)^{-0,4} \cdot D_w \quad (13.39)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_w \cdot t_w \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_p \cdot h_w}} \quad (13.40)$$

con:

- b_w : larghezza del puntone;
- E_w : modulo elastico della muratura secondo la prova di compressione diagonale;
- t_w : spessore del paramento murario;
- h_w : altezza del paramento murario;
- D_w : diagonale del paramento murario;
- E_c : modulo elastico del calcestruzzo (pilastri);
- I_p : momento di inerzia dei pilastri.

Eccentricità della biella

L'elemento *truss* non viene applicato nei nodi di intersezione tra gli assi degli elementi strutturali, ma sarà applicato ad un nodo traslato in direzione orizzontale di una lunghezza pari all'ingombro del pilastro e traslato in direzione verticale in modo da tener conto del fatto che il contatto tra pannello e puntone equivalente non è puntiforme, ma si estende per una lunghezza teorica z . In base all'analogia di trave su suolo elastico proposta da Stafford-Smith tale lunghezza si può ricavare come:

$$z = \frac{\pi}{2} \cdot \lambda \quad (13.41)$$

dove λ rappresenta la rigidezza relativa tra telaio e pannello; tale grandezza può essere approssimata senza troppi errori ad un quindicesimo della lunghezza libera del pilastro (fig. 13.16).

Vincoli

Per vincolare gli spostamenti del puntone alle deformazioni del telaio vengono inseriti dei *rigid links* tra i nodi di estremità della biella e le loro rispettive proiezioni orizzontali sul pilastro (fig. 13.16). Ovviamente, nella definizione del vincolo, si impone che questo interessi esclusivamente le traslazioni: ciascuna coppia di nodi subirà le stesse traslazioni, mentre le rotazioni saranno libere.

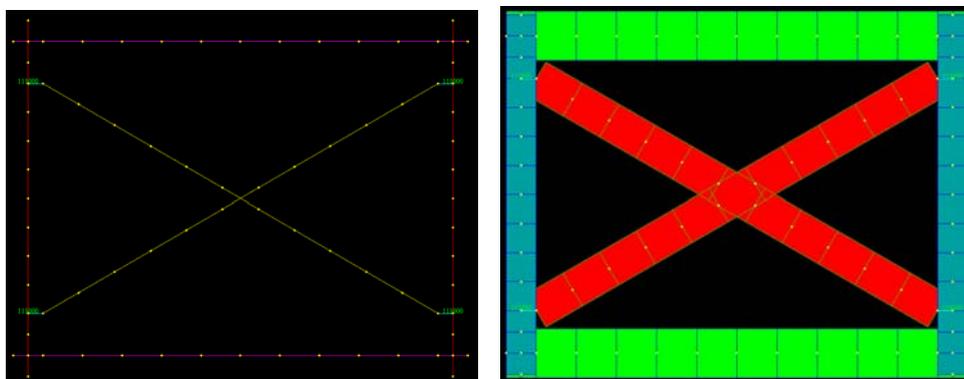


Figura 13.16 - Posizionamento della biella e rigid links

Definita la geometria e le condizioni di vincolo, bisogna assegnare una legge comportamentale. Si sceglie di adoperare la curva scheletro proposta da Panagiotakos e Fardis.

In questa fase è importante fare la seguente considerazione: nel modellare la biella, occorre non confondere resistenza, rigidezza e spostamento della biella in direzione orizzontale e in direzione assiale. La formulazione teorica di Panagiotakos e Fardis (come gli altri modelli presentati) fa riferimento al telaio, quindi si tratta di rigidezze, resistenze e spostamenti orizzontali. Nel definire la *curva scheletro* del puntone si devono ricondurre tali grandezze lungo la direzione assiale del puntone stesso.

Tali grandezze sono comunque legati da semplici formule:

$$R_h = R_d \cdot \cos(\theta) \quad (\text{resistenza}) \quad (13.42)$$

$$K_h = K_d \cdot \cos^2(\theta) \quad (\text{rigidezza}) \quad (13.43)$$

$$\Delta_h = \frac{\Delta_d}{\cos(\theta)} \quad (\text{spostamento}) \quad (13.44)$$

dove θ è l'angolo di inclinazione della biella rispetto l'orizzontale.

In base a ciò:

$$\begin{cases} S_{jd} = S_{jh} \cdot \cos(\theta) \\ F_{jd} = \frac{F_{jh}}{\cos(\theta)} \end{cases} \quad \text{con } j = y, m, r \quad (13.45)$$

Modello tetralineare

Il legame proposto da Panagiotakos e Fardis non è implementato nel software di calcolo *MIDAS Gen 2011*. Non essendo possibile definire in modo autonomo un legame costitutivo, si dovrà adottare un modello già implementato, adattandolo il più possibile al legame descritto da Panagiotakos e Fardis.

Come già visto nel Capitolo 9, per descrivere il tratto degradante, è stato utilizzato un modello tetralineare:

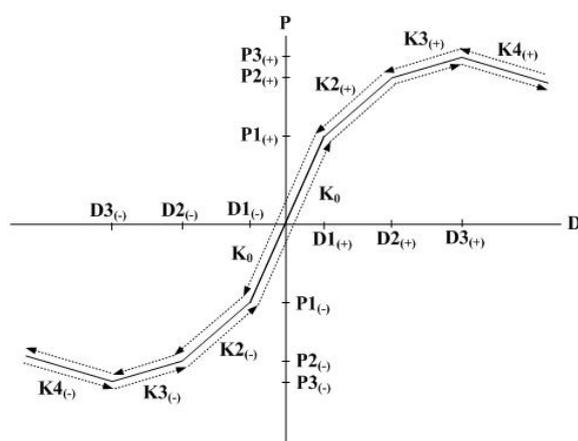


Figura 13.17 - Legame tetralineare

La curva scheletro è costituita da quattro parti rettilinee aventi pendenza diversa. I tratti sono individuati da quattro coppie coordinate deformazione-sforzo:

- (D_1, P_1) delimita la zona elastica e rappresenta il punto di primo snervamento;
- (D_2, P_2) segna un secondo cambiamento di rigidezza nella curva scheletro;
- (D_3, P_3) rappresenta il punto di resistenza massima;
- (D_4, P_4) rappresenta il carico e la deformazione residua al termine del tratto di softening.

La curva sforzo-deformazione è definita sia per la fase di trazione sia per quella di compressione, con andamenti che possono essere non simmetrici rispetto all'origine.

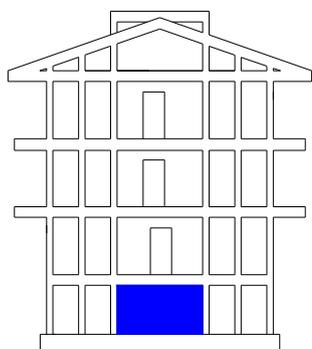
Occorre quindi adattare tale curva a quella di Panagiotakos e Fardis, facendo in modo che il secondo e il terzo tratto del legame tetralineare abbiano approssimativamente la stessa pendenza. Un buon risultato si ottiene con le seguenti ragionevoli posizioni:

$$\left\{ \begin{array}{l} D_1 = S_{yd} \\ P_1 = F_{yd} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} D_2 = \frac{S_{yd} + S_{md}}{2} \\ P_2 = \frac{F_{yd} + F_{md}}{2} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} D_3 = S_{md} \\ P_3 = F_{md} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} D_4 = S_{rd} \\ P_4 = F_{rd} \end{array} \right. \quad (13.45)$$

Inoltre si inseriscono valori trascurabili per il campo di resistenza a trazione (circa l'1% delle resistenze a compressione).

Il modello inserito nel codice di calcolo *MIDAS Gen 2011* richiede che vengano forniti i valori di forza e spostamento in corrispondenza dei quattro punti che definiscono il cambio di pendenza del grafico.

Telaio



$$H = 3,00 \text{ m}$$

$$h = 2,30 \text{ m}$$

$$l = 4,00 \text{ m}$$

$$t = 8,00 \text{ cm}$$

$$\text{pilastrini} : \begin{cases} 30 \times 50 \text{ cm} \\ 30 \times 50 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{area aperture} : 0,00 \text{ m}^2$$

$$G_w = 650 \text{ MPa}$$

$$E_d = 2800 \text{ MPa}$$

$$E_c = 31475 \text{ MPa}$$

$$b_w = 58,50 \text{ cm}$$

$$\frac{b_w}{D} = 0,12$$

$$z = 15,30 \text{ cm}$$

PANAGIOTAKOS - FARDIS			
ORIZZONTALE		BIELLA	
Syh [mm]	0,499	Syd [mm]	0,433
Fyh [N]	45120	Fyd [N]	52047
Smh [mm]	1,134	Smd [mm]	0,983
Fmh [N]	58656	Fmd [N]	67661
Srh [mm]	16,101	Srd [mm]	13,958
Frh [N]	4512	Frd [N]	5205

Tabella 13.2 - Valori del legame Panagiotakos e Fardis

TETRALINEAR		
PUNTI	COMPRESS	TRAZIONE
D1 [mm]	0,433	2,163
P1 [N]	52047	520
D2 [mm]	0,708	3,538
P2 [N]	59854	599
D3 [mm]	0,983	4,914
P3 [N]	67661	677
D4 [mm]	13,958	69,792
P4 [N]	5205	52

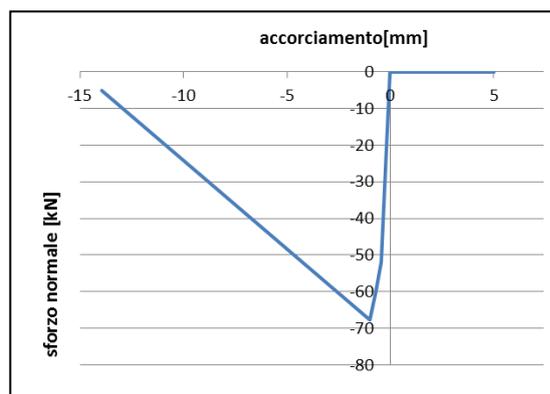
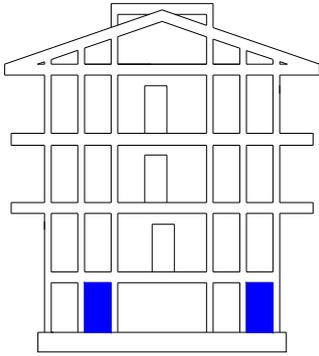


Tabella 13.3 e Figura 13.18 - Valori e grafico del legame tetralineare



$$H = 3,00 \text{ m}$$

$$h = 2,30 \text{ m}$$

$$l = 1,20 \text{ m}$$

$$t = 8,00 \text{ cm}$$

$$\text{pilastrini : } \begin{cases} 30 \times 30 \text{ cm} \\ 30 \times 50 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{area aperture : } 0,00 \text{ m}^2$$

$$G_w = 650 \text{ MPa}$$

$$E_d = 2550 \text{ MPa}$$

$$E_c = 31475 \text{ MPa}$$

$$b_w = 32,50 \text{ cm}$$

$$\frac{b_w}{D} = 0,12$$

$$z = 15,30 \text{ cm}$$

PANAGIOTAKOS - FARDIS			
ORIZZONTALE		BIELLA	
S _{yh} [mm]	0,499	S _{yd} [mm]	0,231
F _{yh} [N]	13536	F _{yd} [N]	29263
S _{mh} [mm]	1,238	S _{md} [mm]	0,573
F _{mh} [N]	17597	F _{md} [N]	38042
S _{rh} [mm]	31,173	S _{rd} [mm]	14,420
F _{rh} [N]	1354	F _{rd} [N]	2926

Tabella 13.4 - Valori del legame Panagiotakos e Fardis

TETRALINEAR		
PUNTI	COMPRESS	TRAZIONE
D1 [mm]	0,231	1,154
P1 [N]	29263	293
D2 [mm]	0,402	2,008
P2 [N]	33652	337
D3 [mm]	0,573	2,863
P3 [N]	38042	380
D4 [mm]	14,420	72,098
P4 [N]	2926	29

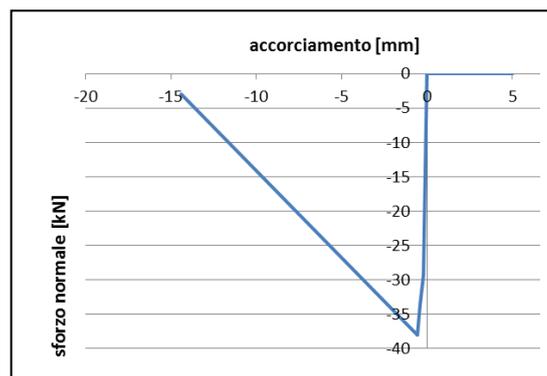
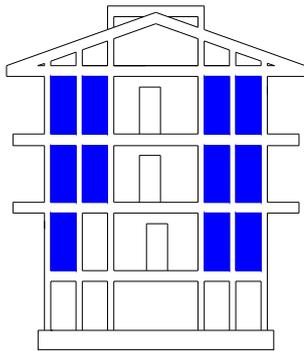


Tabella 13.5 e Figura 13.19 - Valori e grafico del legame tetralineare



$$H = 3,20 \text{ m}$$

$$h = 2,70 \text{ m}$$

$$l = 1,20 \text{ m}$$

$$t = 20,00 \text{ cm}$$

$$\text{pilastrini} : \begin{cases} 30 \times 30 \text{ cm} \\ 30 \times 50 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{area aperture} : 0,00 \text{ m}^2$$

$$G_w = 650 \text{ MPa}$$

$$E_d = 2535 \text{ MPa}$$

$$E_c = 31475 \text{ MPa}$$

$$b_w = 32,00 \text{ cm}$$

$$\frac{b_w}{D} = 0,10$$

$$z = 18,00 \text{ cm}$$

PANAGIOTAKOS - FARDIS			
ORIZZONTALE		BIELLA	
S _{yh} [mm]	0,598	S _{yd} [mm]	0,243
F _{yh} [N]	34560	F _{yd} [N]	85094
S _{mh} [mm]	1,750	S _{md} [mm]	0,711
F _{mh} [N]	44928	F _{md} [N]	110622
S _{rh} [mm]	37,639	S _{rd} [mm]	15,287
F _{rh} [N]	3456	F _{rd} [N]	8509

Tabella 13.6 - Valori del legame Panagiotakos e Fardis

TETRALINEAR		
PUNTI	COMPRESS	TRAZIONE
D1 [mm]	0,243	1,215
P1 [N]	85094	851
D2 [mm]	0,477	2,384
P2 [N]	97858	979
D3 [mm]	0,711	3,553
P3 [N]	110622	1106
D4 [mm]	15,287	76,433
P4 [N]	8509	85

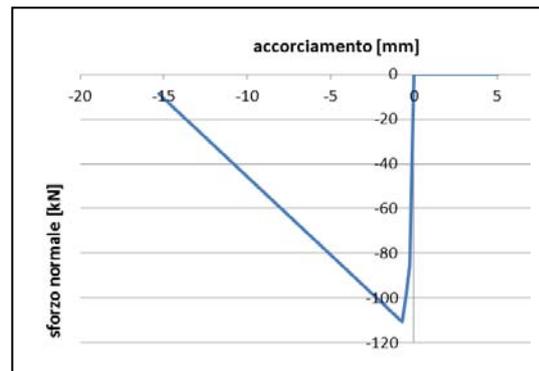
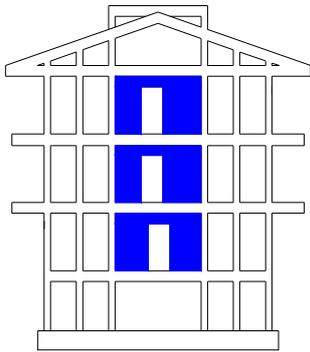


Tabella 13.7 e Figura 13.20 - Valori e grafico del legame tetralineare



$$H = 3,20 \text{ m}$$

$$h = 2,70 \text{ m}$$

$$l = 4,00 \text{ m}$$

$$t = 20,00 \text{ cm}$$

$$\text{pilastrini : } \begin{cases} 30 \times 50 \text{ cm} \\ 30 \times 50 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{area aperture : } 2,20 \text{ m}^2$$

$$G_w = 650 \text{ MPa}$$

$$E_d = 2750 \text{ MPa}$$

$$E_c = 31475 \text{ MPa}$$

$$b_w = 38,50 \text{ cm}$$

$$\frac{b_w}{D} = 0,08$$

$$z = 18,00 \text{ cm}$$

PANAGIOTAKOS - FARDIS			
ORIZZONTALE		BIELLA	
S _{yh} [mm]	0,598	S _{yd} [mm]	0,496
F _{yh} [N]	115200	F _{yd} [N]	138988
S _{mh} [mm]	1,396	S _{md} [mm]	1,157
F _{mh} [N]	149760	F _{md} [N]	180684
S _{rh} [mm]	19,341	S _{rd} [mm]	16,031
F _{rh} [N]	11520	F _{rd} [N]	13899

Tabella 13.8 - Valori del legame Panagiotakos e Fardis

TETRALINEAR		
PUNTI	COMPRESS	TRAZIONE
D1 [mm]	0,496	2,479
P1 [N]	138988	1390
D2 [mm]	0,827	4,133
P2 [N]	159836	1598
D3 [mm]	1,157	5,787
P3 [N]	180684	1807
D4 [mm]	16,031	80,153
P4 [N]	13899	139

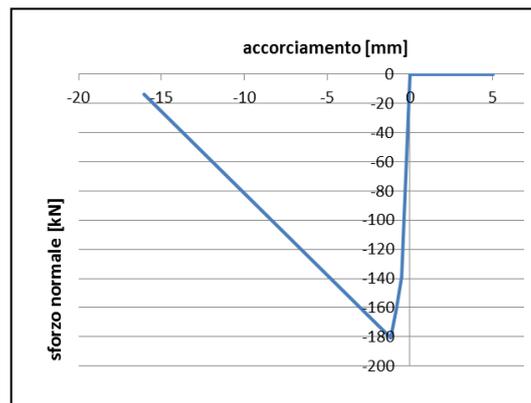


Tabella 13.9 e Figura 13.21 - Valori e grafico del legame tetralineare

Pushover

Si riportano le curve di capacità ottenute secondo entrambi i profili di carico, corrispondenti ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare fondamentale e proporzionale alle masse di piano. Queste verranno confrontate con le curve di capacità ottenute precedentemente modellando i tamponamenti attraverso un sistema reticolare di aste.

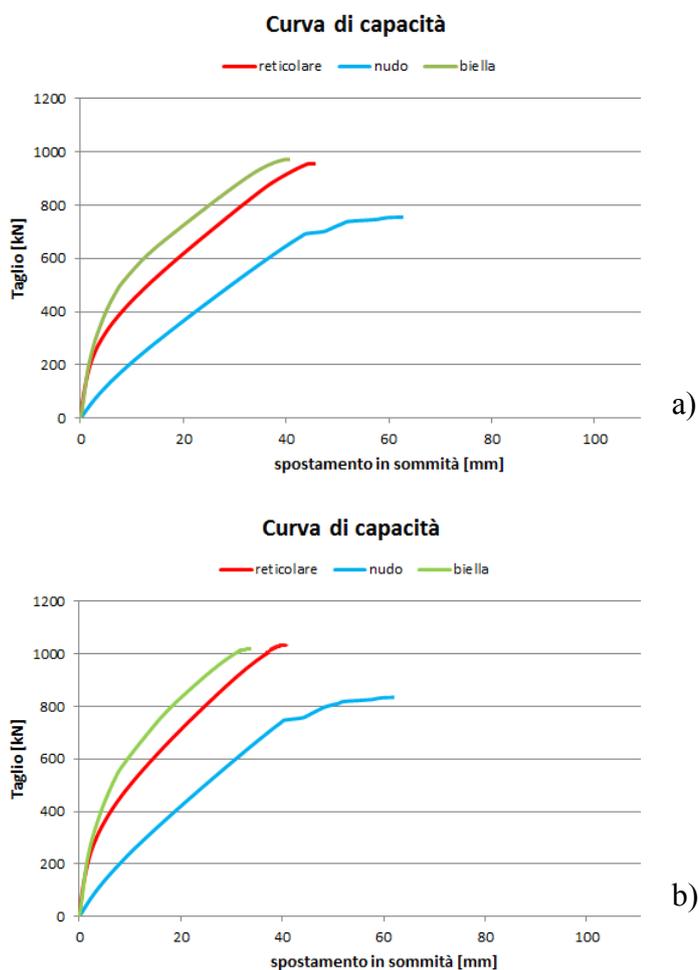


Figura 13.22 - Curva di capacità: a) distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare; b) distribuzione proporzionale alle masse. Confronto tra le due modellazioni

Osservando le curve di capacità si osserva che entrambe le modellazioni offrono una rappresentazione abbastanza simile del comportamento del telaio. Si può osservare, infatti, un valore concorde del taglio massimo alla base e della rigidezza iniziale.

Si discostano, invece per quanto riguarda la resistenza offerta dai tamponamenti: nella modellazione a biella diagonale i pannelli offrono un contributo maggiore. Una spiegazione di ciò potrebbe essere ricercata esaminando gli spostamenti di interpiano (figg. 13.23-24-25).

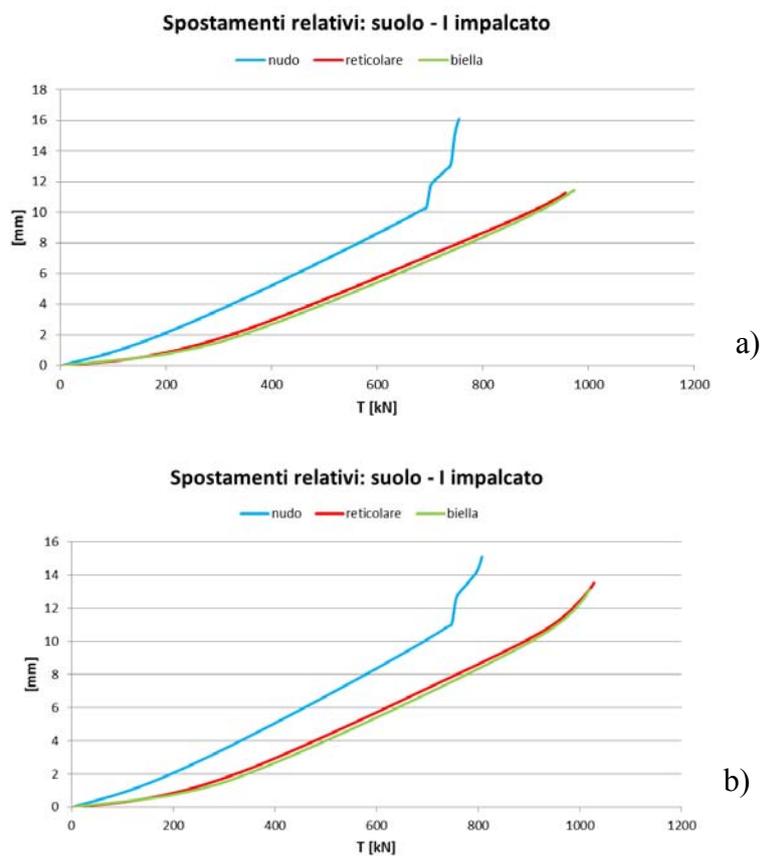
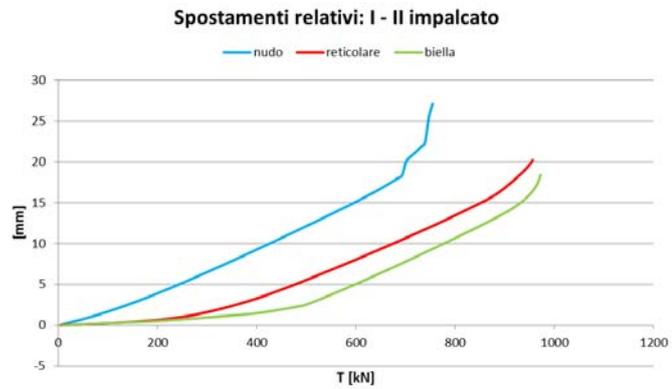
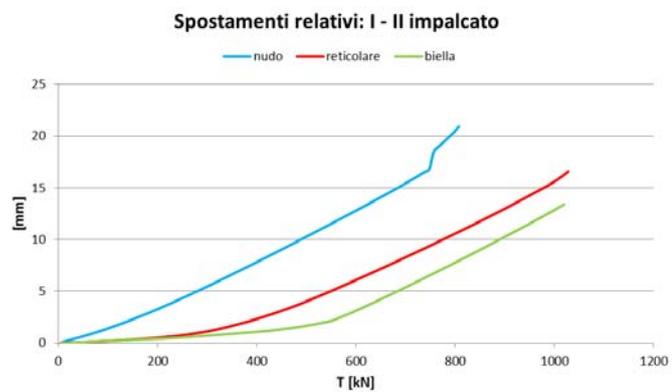


Figura 13.23 - *Drift I impalcato: a) distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare; b) distribuzione proporzionale alle masse. Confronto tra le due modellazioni*



a)



b)

Figura 13.24 - Drift I-II impalcat: a) distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare; b) distribuzione proporzionale alle masse. Confronto tra le due modellazioni

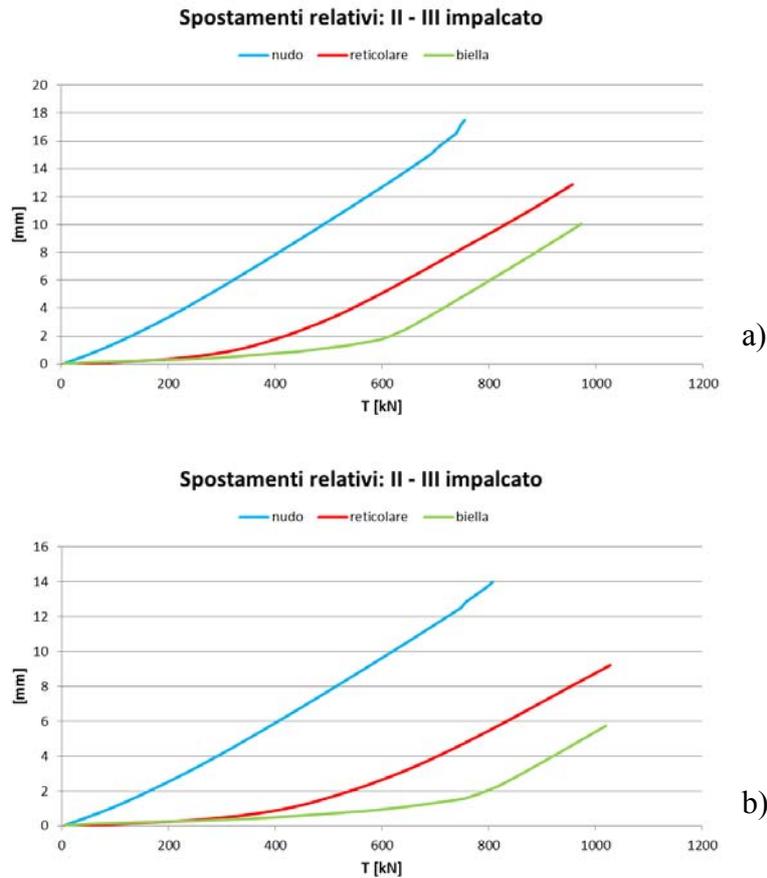


Figura 13.25 - Drift II-III impalcato: a) distribuzione proporzionale al primo modo di vibrare; b) distribuzione proporzionale alle masse. Confronto tra le due modellazioni

Quello che emerge è che la modellazione a biella equivalente differisce da quella con le reticolari nel primo e nel secondo piano, mentre a piano terra danno un drift praticamente coincidente. Si presume quindi che il discriminante della differenza sia la presenza di aperture. In particolar modo, il modello a biella equivalente tenderebbe a sovrastimare la resistenza offerta da un pannello provvisto di apertura.

BIBLIOGRAFIA

Albanesi S., Carboni F., Albanesi T. (2004): “Ruolo delle murature leggere portate nel comportamento sismico di strutture intelaiate in cemento armato”, *Atti del XI Congresso Nazionale “L’Ingegneria sismica in Italia”*, Genova.

Al-Chaar G. (2002): “Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures”, *US Army Corp of Engineers, Engineers Research and Development Center*.

Amato G., Cavaleri L., Fossetti M., Papia M. (2008): “Infilled Frames: Influence of Vertical Loads on the Equivalent Diagonal Strut Model”, *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.

Amato G., Fossetti M., Cavaleri L., Papia M. (2009): “An Update Model of Equivalent Diagonal Strut for Infill Panels”, *Eurocode8 Perspective from the Italian Standpoint Workshop*, Napoli, Doppiavoce.

Belfiore R. (2010) “Analisi push-over per edifici irregolari in c.a. aventi solai deformabili”, *Tesi di laurea*, Università di Bologna, Facoltà di Ingegneria.

Benedetti A., Ceccoli C. (1987): “Sistemi piani di aste in regime non lineare per geometria e per materiale: un modello ad elementi finiti che include l’effetto del taglio”, Atti della Accademia delle Scienze dell’Istituto di Bologna – Classe di Scienze Fisiche Anno 274°, Bologna.

Benedetti A., Marani F., Pelà L. (2009): “Analisi di strutture murarie rinforzate con FRP attraverso modelli reticolari non lineari”, *3rd National Congress MuRiCo*, Venezia, Italy.

Benedetti A., Pelà L., Ramalho M. (2010): “Non Linear Reticular Models for Unreinforced and Reinforced Masonry Analyses”, *8th International Masonry Conference*, Dresden, Germany.

Biondi S., Colangelo F., Nuti C. (2000): “La risposta sismica di telai con tamponature murarie”, *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNdT)*, Roma.

Braz-Cesar M.T., Olivera D., Barros R.C.(2008): “Comparison of Cyclic Response of Reinforced Concrete Infilled Frames with Experimental Results”, *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.

Capra L.F. (2007): “Analisi sismica non lineare di edifici in c.a. con tamponamenti in muratura”, *Tesi di laurea*, Università di Brescia, Facoltà di Ingegneria.

Cavaleri L., Fossetti M., Papia M. (2004): “Effect of Vertical Loads on Lateral Response of Infilled Frames”, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper n.2931.

Cavaleri L., Fossetti M., Papia M. (2005): “Infilled Frames: Developments in the Evaluation of the Cyclic Behaviour under Lateral Loads”, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 21, 469-494.

Colangelo F. (2004): “Pseudo-Dynamic Seismic Response of Infilled RC Frames Designed for Gravity Load”, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper n.3021.

Cosenza E., Manfredi G., Verderame G.M. (2001): “Un modello a fibre per l’analisi non lineare di telai in cemento armato”, *X Congresso Nazionale “L’Ingegneria sismica in Italia”*, Potenza-Matera.

Cosenza E., Monti G. (2009): “Assessment and Reduction of the Vulnerability of Existing Reinforced Concrete Buildings”, *Atti convegno finale ReLUIS*, Napoli.

De Sortis A., Bazzurro P., Mollaioli F., Bruno S. (2007): “Influenza delle tamponature sul rischio sismico degli edifici in calcestruzzo armato”, *XII Convegno Nazionale “L’Ingegneria sismica in Italia”*, Pisa, 10-14.

Decanini L.D., Bertoldi S.H., Gavarini C. (1993): “Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato, confronto sperimentale e numerico”, *Atti 6° Convegno ANIDIS*, Perugia, 815-824.

Decanini L.D., Mollaioli F., Mura A., Saragoni R. (2004): “Seismic Performance of Masonry Infilled R/C Frames”, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper n.165.

European Committee for Standardization (2004): Eurocode 8: “Design of Structures for Earthquake Resistance”. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. CEN, Bruxelles, EN 1998-1.

Fajfar P., Dolsek M., Marusic D., Perus I. (2004): "Extension of the N2 Method – Asymmetric Buildings, Infilled Frames, and Incremental N2", *International Workshop on Performance-based Seismic Design - Concepts and Implementation*. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Berkeley, California.

Fattori L. (2005): "Elementi in fibra in MIDAS/Gen", Tutorial, CSPfea.

Federal Emergency Management Agency - FEMA 273 (1997): NEHRP, "Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings"

Gabor A., Ferrier E., Jacquelin E., Hamelin P. (2006): "Analysis and Modelling of the In-Plane Shear Behaviour of Hollow Brick Masonry Panels", *Construction and Buildings Materials*, Vol. 20, 308-321.

Koutromanos I., Stavridis A., Benson Shing P., Kaspar W. (2011): "Numerical Modeling of Masonry-Infilled RC Frames Subjected to Seismic Loads", *Computers and Structures*, Vol. 89, 1026-1037.

M.LL.PP Circolare n. 65 del 10/4/1997. "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.

Midas Gen 2011 (2011) "On-line manual", www.midasuser.com, Korea

Panagiotakos T.B., Fardis M.N. (1996): "Seismic Response of Infilled RC Frames Structures, *11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, Paper n.225.

Papia M., Cavaleri L., Fossetti M. (2003): “Infilled Frames: Developments in the Evaluation of the Stiffening Effect of Infills”, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 16, 675-693.

Puglisi M., Uzcategui M., Florez-Lopez J. (2009): “Modeling of Masonry of Infilled Frames, Part I: The Plastic concentrator”, *Engineering Structures*, Vol. 31, 113-118.

Realfonzo R. (1994): “Comportamento sismico non lineare di telai in cemento armato”, *Tesi di dottorato*, Università di Napoli, Facoltà di ingegneria.

Spacone E., Filippou F.C., Taucer F.F. (1996): “Fibre Beam-Column Model for Non-Linear Analysis of R/C Frames: Part 1. Formulation”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, 711-725.

Spacone E., Filippou F.C., Taucer F.F. (1996): “Fibre Beam-Column Model for Non-Linear Analysis of R/C Frames: Part 2. Applications”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, 727-742.

Tardini A. (2011): “Analisi sismica non lineare di strutture intelaiate in cemento armato con tamponamenti in muratura”, *Tesi di laurea*, Università di Bologna, Facoltà di Ingegneria.

Taucer F.F., Spacone E., Filippou F.C. (1991): “A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures”, *Report No. UCB/EERC-91/17*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Tuzza C. (2010): “Analisi non lineare di strutture in muratura”, Tutorial, CSPfea.

Uva G., Raffaele D., Porco F., Fiore A. (2011): “Effetti delle tamponature sulle prestazioni sismiche degli edifici in c.a.: problemi di analisi e modellazione”, *ANIDIS*, Bari.

RINGRAZIAMENTI

Il mio primo pensiero, nonché il mio più grande ringraziamento non può che andare alla mia famiglia. A mio padre, a mia madre, a mio fratello Daniele. Per avermi sostenuto sempre e comunque. A loro va tutta la mia stima, il mio rispetto e la mia riconoscenza.

Un sentito ringraziamento è rivolto al relatore Prof. Ing. Andrea Benedetti e al Dott. Ing. Luca Landi, per avermi seguito in questo lavoro di tesi seguendone gli sviluppi sempre con gentilezza e disponibilità.

Un doveroso “grazie” anche ai ragazzi dello studio tecnico “Benedetti & Partners” e in particolar modo all’Ing. Gianna Pisaneschi, per tutto il supporto che mi hanno offerto.

Un omaggio speciale a Luca, collega di studio, amico fraterno, compagno di tante battaglie, di vittorie e sconfitte. Grazie per esserci stato sempre.

Sento di rivolgere un affettuoso ringraziamento a tutti i miei amici che mi hanno accompagnato in questi anni, incoraggiandomi e sostenendomi e a tutti i colleghi incontrati durante questo percorso di studi.

Infine, Bianca. Grazie per ogni momento passato insieme, per i tutti i sorrisi che mi hai regalato, per la tua allegria che mi hanno permesso di trovare le energie nei periodi meno felici; e soprattutto grazie per la pazienza.

Nicola