POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

INFLUENZA DEI TAMPONAMENTI IN MURATURA SULLA ROBUSTEZZA DI STRUTTURE INTELAIATE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Relatore: Prof. Luca Giordano

Correlatore: Ing. Fabio Di Trapani

Candidato:

Mattia Dalmasso

Matricola s230972

Anno Accademico 2017/2018

INDICE

RINGRAZIAMENTI - 4 -

INTRODUZIONE - 5 -

1_INTRODUZIONE ALLA ROBUSTNESS - 9 -

1.1 Rischio - 19 -

1.2 Misurazioni della robustness - 22 -

1.2.1 Indice di robustezza basato sul rischio - 22 -

1.2.2 Indice di robustezza probabilistico - 23 -

1.2.3 Indice di robustezza deterministico - 24 -

1.3 Fattori che influenzano la robustness - 24 -

1.4 Criteri di accettazione - 31 -

1.4.1 Metodi per l'accettazione del rischio - 31 -

1.4.2 Costi - Benefici - 32 -

1.4.3 Indice qualità della vita - 33 -

2_INTERAZIONE TRA TAMPONAMENTI IN MURATURA E STRUTTURA IN CALCESTRUZZO ARMATO - 35 -

2.1 Meccanismi di collasso - 36 -

2.2 Interazione telaio-tamponatura - 38 -

2.3 Tecniche di modellazione dell'interazione telaio-tamponatura - 41 -

2.3.1 Macromodellazione - 41 -

2.3.2 Micromodellazione - 43 -

2.4 Modellazione a fibre del puntone diagonale (Di Trapani et al. (2017)) - 45 -

2.4.1 Definizione della geometria del puntone diagonale - 46 -

2.4.2 Definizione delle leggi di correlazione tra i parametri meccanici del sistema telaio-pannello e il legame costitutivo del puntone diagonale - 48 -

2.4.3 Calibrazione sperimentale del legame stress-strain del puntone diagonale ..... - 50 -

2.4.4 Correlazioni sperimentali del modello FEM ..... - 52 -

2.4.5 Validazione del modello FEM ..... - 55 -

3_DEFINIZIONE E PROGETTO DEGLI EDIFICI STUDIO ..... - 56 -

3.1 Descrizione generale delle strutture ..... - 59 -

4_PUSHDOWN TEST DI TELAI IN C.A. CON E SENZA TAMPONATURA MEDIANTE ATENA 2D ..... - 71 -

4.1 Specificità del software ATENA 2D ..... - 76 -

4.1.1 Pre-processing ..... - 77 -

4.1.2 Calculations ..... - 94 -

4.1.3 Post-processing ..... - 95 -

4.2 Modellazione dei campioni su ATENA 2D ..... - 96 -

4.2.1 Dati sui materiali ..... - 97 -

4.2.2 Modellazioni topologia e mesh ..... - 103 -

4.2.3 Load case and solution parameters ..... - 105 -

4.2.4 Analysis steps ..... - 106 -

4.2.5 Monitoring points ..... - 107 -

4.3 Analisi parametriche e confronto risultati ..... - 108 -

4.3.1 Influenza grado di vincolo ..... - 110 -

4.3.2 Influenza dettagli sismici ..... - 112 -

4.3.3 Influenza fattore di forma ..... - 114 -

4.3.4 Influenza dell'apertura ..... - 118 -

4.3.5 Formazione cerniere plastiche e fessure ..... - 120 -

4.3.6 Analisi dell'evoluzione del quadro fessurativo e dei meccanismi di danneggiamento ..... - 128 -

4.3.7 Influenza del numero dei piani sulla robustezza di telai vuoti e tamponati. - 133 -

4.3.8 Influenza del fattore di forma delle sezioni delle travi ..... - 138 -

5_IMPLEMENTAZIONE MODELLAZIONE A PUNTONE DIAGONALE IN OPENSEES..... - 144 -

5.1 Specificità del software OpenSees..... - 145 -

5.1.1 Modellazione OpenSees ..... - 147 -

5.1.2 Dettagli modello ..... - 151 -

5.1.3 Modellazione del legame di calcestruzzo confinato (Modello Saatcioglu and Razvi (1992)) ..... - 162 -

5.1.4 Modellazione di puntoni diagonali equivalenti ..... - 168 -

5.2 Confronto risultati..... - 172 -

6_ANALISI DI RIMOZIONE PILASTRO CON EFFETTI DINAMICI.... - 178 -

6.1 Analisi dinamiche ..... - 179 -

6.2 Variazione della sezione delle trave ..... - 189 -

6.3 Confronto risultati..... - 196 -

CONCLUSIONI..... - 198 -

APPENDICE A ..... - 203 -

APPENDICE B ..... - 224 -

Script dell'analisi statica..... - 224 -

Script della pushover ..... - 233 -

BIBLIOGRAFIA ..... - 235 -

SITOGRAFIA ..... - 240 -

RINGRAZIAMENTI

Sono grato al prof. Giordano, relatore di questa tesi, per l'argomento da lui proposto e che ha suscitato in me molta curiosità.
Un grosso ringraziamento va a Fabio, che mi ha supportato dal primissimo momento, e mi ha concesso molta della sua pazienza, specialmente nelle mie chiamate della domenica mattina (in piena crisi di panico). Grazie a lui e Paolo per il tempo dedicatomi nel loro ufficio, condito da parecchie risate e momenti felici.
Il primo pensiero va ai miei genitori, i quali sono stati la spinta principale in questo percorso di studi, sostenendomi in tutti i momenti più cupi, e soprattutto a mia madre, alla quale sono riuscito a trasmettere l'ansia per ciascun esame, rendendola però orgogliosa di questo traguardo raggiunto insieme: la mia tesi la dedico a lei.
Non posso dimenticarmi di Kia, un legame di amore e odio che ci lega da 24 anni, sulla quale posso però contare sempre.
Un enorme ringraziamento va a Fra, un rapporto nato da ripetizioni clandestine di inglese che ci ha portato fino a qua. Grazie per la pazienza durante le sessioni, per sopportare qualche mio piccolo difetto e per ogni singola gioia condivisa: sei stata un pilastro fondamentale in tutti questi anni.
Ringraziamento speciale va ai miei amici con i quali ho condiviso vacanze e serate stupende, e in grado di gestire la mia valvola di sfogo post esami. Non posso non ricordare le serate particolari con la "Tati Gang".
Ringrazio i miei coinquilini, da quelli di un tempo fino a coloro con cui vivo tuttora in casa, dandomi serenità in questo mio percorso e dai quali ho tratto esperienze e ricordi stupendi.
Enorme gratitudine va a un trenino capitanato da Fede con 4 vagoni in perfetta sintonia con i quali si è creato un legame pazzesco. Impossibile dimenticare le risate, le partite di fifa, le delusioni, la seconda casa Riberi, il Nolita, la pazzia di Sciro, la tenerezza di Luchino, la simpatia di Salo, l'affetto di Fede: grazie, perché a voi devo tanto. Ringrazio infine Ale, Mario, Robi, Dani, Mike e Nick per le serate incivili e per i momenti felici che abbiamo condiviso al Poli.

INTRODUZIONE

La robustezza strutturale (robustness) di un edificio è legata alle capacità di prevenire e ridurre le conseguenze derivanti dal danneggiamento locale dovuto a un'azione accidentale esterna.

In tal senso occorre valutare a fondo la resistenza strutturale nei confronti della propagazione di un danno locale, quale ad esempio la perdita di un elemento strutturale primario per cause accidentali (urti, esplosioni o degrado dei materiali).

Nel primo capitolo vengono riportati i principali collassi che hanno dato il via alla ricerca sulla robustezza strutturale.

Partendo dal presupposto che risulta difficile stabilire la completa procedura per la valutazione della robustness, a causa della varietà dell'esposizione delle strutture a eventi rari o errori umani, dei fattori ambientali, sociali ed economici e, non potendo prevedere tutti i possibili scenari di collasso, non è possibile escludere completamente la probabilità di collasso strutturale anche per una costruzione concepita per garantire la robustezza.

Inoltre, risulterebbe onerosa una progettazione in grado di resistere alla perdita improvvisa di una o più colonne, trattandosi di eventi che si verificano con bassa probabilità. Occorre perciò analizzare tutte le potenzialità fornite dalla struttura nel resistere al fenomeno del collasso progressivo, al fine di ridurre il fattore di rischio.

In tal senso, elementi non considerati tipicamente strutturali, come i tamponamenti in muratura, possono giocare un ruolo fondamentale nel limitare le propagazioni del danno strutturale dovuto a cause accidentali: dalle numerose ricerche svolte negli ultimi decenni è infatti emersa l'influenza della tamponatura sul comportamento globale della struttura, in particolar modo in termini di risposta strutturale sotto l'azione di carichi laterali, quali l'azione sismica. Nel capitolo 2 si riportano gli studi, presenti in letteratura, sull'interazione tra i tamponamenti in muratura e il telaio in calcestruzzo armato.

La robustezza dei telai risulta essere funzione della capacità delle travi di passare da un meccanismo resistente flessionale a un successivo sviluppo di un meccanismo di catenaria, nell' ipotesi di grandi spostamenti.

Questa tesi è mirata alla valutazione del contributo dei tamponamenti, tipicamente disposti sul perimetro dell'edificio, sulla robustezza strutturale, a seguito della perdita accidentale di un pilastro al piano terra.

Pertanto, questo studio prevede un'analisi in parallelo del medesimo telaio in cemento armato, considerando la presenza o meno della tamponatura in muratura, valutandone poi il contributo strutturale attribuibile a questa, in termini di resistenza e rigidezza.

Per raggiungere questo obbiettivo, viene impiegato un modello ad elementi finiti, da cui è possibile estrapolare curve carico-spostamento relative e associate alla perdita di un elemento.

Nel capitolo 3 si riporta la progettazione, effettuata mediante il software Edilus C.A., di due strutture in calcestruzzo armato aventi campate di dimensioni differenti. Da questi sono estrapolati dei telai perimetrali 2D, in seguito modellati agli elementi finiti per lo sviluppo delle analisi parametriche.

Il modello 2D considerato tiene conto solamente del telaio esterno, trascurando l'effetto del solaio in latero-cemento e della trave perpendicolare alla facciata, che non soltanto collegano il telaio con la restante struttura, ma risultano una risorsa in termini di rigidezza e resistenza, poiché permettono un ulteriore percorso di carico, che si potrebbe generare successivamente allo scenario di collasso improvviso del pilastro.

Il capitolo 4 presenta i test di pushdown dei telai 2D, funzionali a ottenere la curva di capacità carico-spostamento verticale a seguito della perdita di un pilastro centrale. Le analisi sono state condotte con il software ATENA 2D, ipotizzando telai vuoti e telai tamponati, che hanno contribuito alla valutazione della risposta dovuta ad alcuni parametri fondamentali, quali l'influenza del grado di vincolo laterale, dei dettagli sismici, del fattore di forma, delle aperture e del numero di piani.

Viene presa in considerazione l'influenza della presenza o assenza dei vincoli laterali alle travi degli impalcati, pari al grado di confinamento delle travi della struttura circostante al telaio semplificato qui studiato.

Il dettaglio sismico consiste invece in una variazione della quantità e della disposizione delle barre di rinforzo. Con fattore di forma si intende il rapporto l/h tra la campata e l'altezza di interpiano. Inoltre, si considerano l'influenza dell'apertura nel tamponamento sulla resistenza della struttura e il comportamento del telaio al crescere del numero dei piani.

Tali analisi pushdown consistono in una prova in termini di spostamento imposto nella sommità della colonna centrale, misurando, tramite due punti di monitoraggio, il valore di sollecitazione e spostamento nella zona in cui viene rimosso il pilastro, ottenendo così la rispettiva curva di pushdown.

Il grafico che ne risulta fornisce la resistenza del telaio e quindi, entrandovi in ordinata con il valore di carico statico agente in caso di collasso, è possibile determinare se possa resistere o meno al fenomeno accidentale che genera la perdita della colonna centrale.

Il programma ATENA 2D considera una non linearità geometrica e meccanica, valutando la resistenza a cui possono arrivare tali provini nell'ipotesi di elevate deformazioni. Si valuta l'effetto del confinamento mediante il modello proposto da Saatcioglu e Razvi, modificando la legge costitutiva del calcestruzzo.

Il capitolo 5 riprende le analisi parametriche svolte nel capitolo 4, mediante il software OpenSees che prevede una modellazione a fibre discrete delle sezioni. Si esegue il medesimo provino e si confrontano i risultati al fine di validare i grafici precedentemente ottenuti da ATENA 2D.

La modellazione su OpenSees ricorre alla calibrazione dell'"equivalent strut": l'approccio prevede la sostituzione di ciascun pannello di tamponatura con un puntone equivalente. Tale strut risulta il metodo più semplice per la rappresentazione del pannello di muratura, essendo facile da definire e disponibile nel campo statico e dinamico, anche nel caso non lineare. Il puntone equivalente permette una buona approssimazione del caso reale. Attraverso uno studio fenomenologico sullo strut, si desidera analizzare il reale comportamento del pannello di tamponatura e giungere a risultati in accordo con quelli ottenuti con ATENA 2D.

La definizione del tamponamento, dunque, passa attraverso una relazione sforzo-deformazione del materiale, calibrata tramite un approccio semi-empirico e, seguendo il modello di Kent-Scott-Park, si giunge alla legge costitutiva del puntone.

Si devono quindi definire, i seguenti quattro parametri: peak strenght (f_{md0}), peak strain (ε_{md0}), ultimate strenght (f_{mdu}), ultimate strain (ε_{mdu}).

La legge costitutiva ottenuta è differente da quella della singola muratura in compressione, in quanto lo strut tiene in considerazione l'intero telaio tamponato e dunque un meccanismo più complesso.

Nel capitolo 6, infine, si conduce un'analisi dinamica, mediante OpenSees, applicando la rimozione istantanea della colonna centrale del telaio. Da quest'ultima analisi, è possibile perciò il confronto dei risultati, comparando la domanda dinamica con la resistenza del telaio valutata attraverso il test statico di pushover.

1 INTRODUZIONE ALLA ROBUSTNESS

La robustezza strutturale (robustness) di un edificio è legata alle capacità di prevenire e ridurre le conseguenze derivanti dal danneggiamento locale dovuto a un'azione accidentale esterna.

Come definito nell'Eurocodice EN 1990:2002 (CEN 2002), una struttura deve esser progettata ed eseguita in modo tale da non essere danneggiata, in misura iperproporzionale rispetto alla causa, da eventi quali:

- Esplosioni;
- Impatti;
- Conseguenze di errori umani.

Il concetto della robustezza strutturale è basato sulla conoscenza della resistenza della struttura nei confronti della propagazione di una danno locale, ad esempio la perdita di un elemento strutturale, il quale può portare ad un ulteriore danneggiamento nella restante struttura ed un successivo collasso totale della stessa.

Tale effetto domino, indipendentemente dal sistema strutturale in analisi e dai materiali presenti, è diventato un problema tipico nell'ambito dell'ingegneria strutturale a causa di fenomeni di collasso progressivo verificatesi nella realtà.

Al fine di usufruire dei codici che tengono in considerazione di tale robustezza nei confronti dei collassi parziali, occorre considerare la non linearità meccanica del materiale e geometrica, oltre alla presenza degli effetti dinamici. Il primo aspetto è affrontato mediante i fenomeni di localizzazione che si innescano prima della rottura dei vari elementi, i quali sono rappresentati dal ramo di post picco all'interno del diagramma load-displacement che permette di giungere ad una reale quantificazione delle zone plasticizzate. A differenza della non linearità meccanica, che determina effetti benevoli in termini di distribuzione delle forze, quella geometrica può generare momenti destabilizzanti negativi.

In seguito si riportano i tre casi reali principali di collasso progressivo:

- Il 16 maggio 1968 si verifica a Newhan, East London, il collasso del "Ronan Point", un edificio in cemento armato di 24 piani adibito ad uso residenziale (**Fig. 1.1-1.2**). La causa del crollo è attribuita ad una esplosione verificatasi al piano 18-esimo, generata da una perdita di gas, la quale ha determinato l'espulsione di un parete portante ed il conseguente effetto domino sull'intero bordo superiore dell'edificio; il peso di tali macerie ha in seguito portato al crollo dei bordi dell'edificio nei piani sottostanti.

  La struttura presentava una scarsa ridondanza con un nucleo centrale, corrispondente ad un unico sistema strutturale che lavorava come una mensola incastrata al terreno, alla quale venivano appesi i vari piani. Il crollo dell'ala della struttura nei piani sovrastanti era dovuto principalmente alla dotazione dei pannelli prefabbricati di un particolare giunto che si è rivelato inefficiente nel trasferimento dei carichi alla restante porzione della struttura, in seguito al crollo del pannello stesso causato dall'esplosione.

Figura 1.1: Collasso parziale del Ronan Point Building (London, 1968)

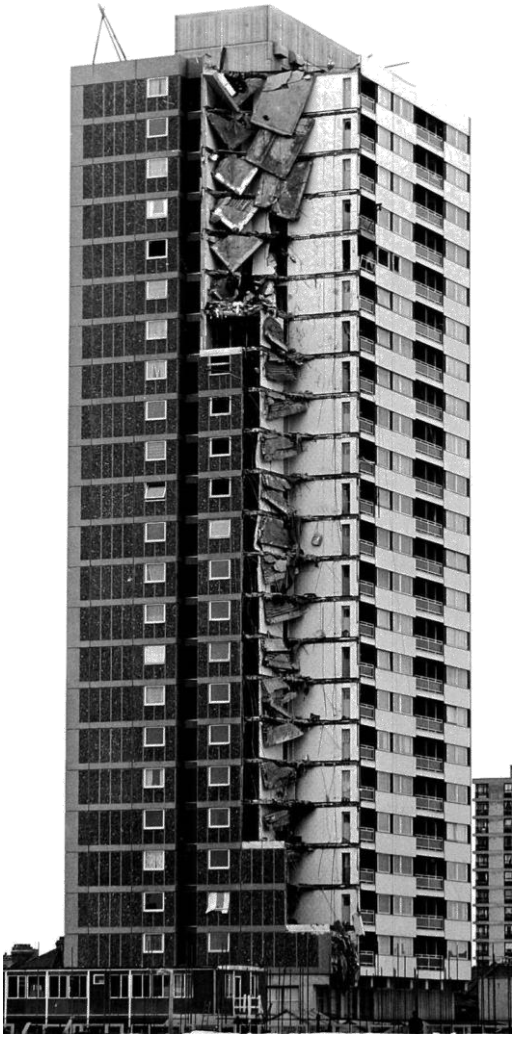


Figura 1.2: Collasso parziale del Ronan Point Building (London, 1968)

- Il 19 aprile 1995 nel Alfred P. Murrah Federal Building, Oklahoma City, viene effettuato un attentato terroristico, con un collasso istantaneo a seguito dell'esplosione (**Fig 1.3**). Tale emissione di energia che ha colpito uno dei pilastri nel piano terra, adibito ad atrio, ha sovraccaricato i restanti pilastri determinando il crollo della struttura.

Figura 1.3: Collasso parziale dell'Alfred P. Murrah Federal Building (Oklahoma City, 1995)

- L'11 settembre del 2001 avvenne l'attentato al World Trade Center di New York con l'impatto di un Boeing 767 su entrambi gli edifici (**Fig 1.4**). Il collasso dell'edificio, secondo il rapporto del FEMA (Federal Emergency Management Agency), non si scatenò all'istante dell'impatto ma circa un ora dopo. Nonostante la presenza di un sistema ridondante quale il Frame-Tube system, la struttura, in presenza della rottura locale dovuta all'impatto del velivolo, non era in grado di utilizzare percorsi alternativi di carico giungendo al collasso dell'intero edificio.

Figura 1.4: Collasso del World Trade Center (New York, 2001)

Sebbene prima del collasso del "Ronan Point" erano avvenuti crolli di strutture, questi si verificavano soprattutto durante la fasi costruttive e dunque attribuibili ad errori umani. In seguito ad un investigazione (Griffith et al., 1968) venne stabilito che non vi era alcuna violazione delle regole di progettazione e alcun difetto durante la realizzazione in cantiere, caratterizzata da un'analisi in sito.

Le istituzioni dell'ingegneria strutturale britanniche iniziarono dunque la trattazione delle "UK Building Regulations" del 1972 (HMSO 1972), normative con lo scopo di redigere i requisiti relativi alla prevenzione del collasso globale dovuto alle esplosioni, considerando perciò la presenza di tale carico accidentale. Il collasso del "Ronan Point" ebbe un importante riscontro dal punto di vista della sensibilità pubblica; dagli studi eseguiti ne derivò che all'epoca, una consistente parte dei crolli, corrispondente al 15-20%, poteva essere associata alla formazione di tale collasso progressivo. La maggior parte delle costruzioni, a causa delle modeste disponibilità economiche, presentavano scarsa qualità nelle connessioni, risparmio dell'uso dei materiali rispetto a quelli indicati nel progetto, mancanza di ridondanza e di percorsi alternativi.

Nel caso delle "World Trade Center Buildings" si attuarono due azioni accidentali in contemporanea, corrispondenti all'impatto dell'aereo e al successivo incendio che si è scaturito.

In Italia, la maggior parte delle costruzioni civili esistenti, fa riferimento ad una progettazione mediante il metodo delle "Tensioni Ammissibili", considerando le azioni, la geometria e i materiali come grandezze deterministiche; non si tiene conto dell'aleatorietà e, le incertezze di tali fattori vengono racchiuse all'interno di un unico fattore di sicurezza γ, il quale decrementa la tensione resistente. Tale approccio consente un immediato confronto tra l'azione agente e resistente e una possibile applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti trattandosi di un'analisi lineare, ma d'altro canto presenta notevoli svantaggi quali: mancanza della presa in conto della duttilità e dunque possibili rotture fragili, impossibilità di giungere a ridistribuzioni plastiche, eccessiva verifica puntuale con rotture localizzate non necessariamente seguite da un cinematismo globale della struttura, impossibilità di quantificare il livello di sicurezza raggiunto.

Lo sviluppo del metodo "Probabilistico" tratta ciascun parametro presente nell'analisi mediante opportune leggi di probabilità.

L'eccessivo dispendio di tempo di quest'ultimo, in contrasto con le esigenze di mercato, ha reso necessaria la nascita di un metodo ibrido "Semiprobabilistico" con i fattori che intervengono nell'analisi rappresentati da valori di progetto che tengono conto delle incertezze mediante coefficienti calibrati su base statistica. Questo permette dunque la valutazione delle redistribuzioni plastiche e di valutare i meccanismi duttili.

Ciascuno dei tre precedenti metodi introdotti non presenta la possibilità di garantire sicurezza nei confronti di eventuali azioni accidentali di elevata intensità e con bassa frequenza di avvenimento, anche nel caso della presa in conto di fattori di sicurezza elevati.

Occorre seguire un "progetto prestazionale", senza far riferimento a determinati stati limite, assicurandosi che il rischio di perdite economiche ed umane risulti inferiore a un valore stabilito in accordo con i principi economici, politici e sociali. Il progetto ottimale prevede la mitigazione delle misure, della somma dei costi e del rischio totale.

Con riferimento alle "UK Building Regulations" e all'"EN 1991-1-7" si riscontrano approcci simili nella valutazione degli edifici, con una divisione in accordo con la gravità delle conseguenze derivanti dal collasso e le contromisure da applicare quali:

connessioni in grado di trasmettere momento flettente, rinforzo degli elementi chiave la cui rimozione determina collassi sproporzionali all'entità del danno, catene verticali e orizzontali corrispondenti ad armature minime inserite affinché si instauri il meccanismo di catenaria, duttilità armature.

Le norme ASCE (American Society of Civil Engineers) prevedono una sezione dedicata all'integrità strutturale concentrandosi principalmente sull'effetto della ridondanza e degli *alternative load paths*.

Nel "Buildings Code Requirements for Structural Concrete", redatto dall'ACI 318-02 (American Concrete Institute), sono trattate dettagliatamente le connessioni e le armature utili per migliorare il comportamento globale della struttura nei confronti del danno locale.

La difficoltà nello stabilire il livello di robustezza risiede nella enorme varietà di costruzioni esistenti e di progettazione di strutture nuove, in quanto ciascuna di queste presenta una differente esposizione nei confronti delle azioni; inoltre intervengono fattori ambientali ed economici diversi a seconda del caso studiato.

La causa del danno può esser di origine interna o esterna e riguarda principalmente eventi rari agenti e possibili errori umani, questi ultimi difficili da prender in considerazione all'interno della formulazione del modello probabilistico. Con azioni esterne che possono portare danno alla struttura, si intendono impatti di veicoli o esplosioni derivanti da perdite di gas o azioni terroristiche, ed inoltre azioni accidentali naturali quali tsunami e terremoti. Per quanto riguarda le azioni interne, comprendono grandi variazioni delle proprietà di un prodotto e delle resistenze attese, dovute ad una loro errata valutazione, manutenzione non adeguata che genera un'anomala degradazione, eventuali errori umani durante la fase di progettazione, oltre a quella cantieristica, che possono indurre la nascita di difetti; tutti questi errori, se non riscontrati durante la fase di costruzione, possono comportare danno alla struttura.

Nel considerare le possibili cause di danno, bisogna tener conto di un massimo evento credibile e dunque esser ragionevoli nella valutazione di eventuali azioni agenti.

La robustezza della struttura può riguardare cause esterne che possono agire non solo in termini di forze, ma anche deformazioni e risulta dunque importante capire quale delle due sia predominante nel caso analizzato; un impatto o esplosione trasmette forza ed energia alla struttura, diverso invece il caso di terremoti o cedimenti del terreno i quali comportano deformazioni sull'edificio a cui fa seguito la variazione di sollecitazione.

Al fine di limitare il potenziale danno provocato da tali eventi, si fa uso delle seguenti strategie, come menzionato nell'Eurocodice EN 1990:2002 (CEN 2002):

- Evitare, eliminare o ridurre i rischi alla quale la struttura può essere soggetta;
- Ricercare una forma strutturale che risenta poco dell'azione accidentale;
- Ricercare una forma strutturale che in caso di rimozione accidentale di parti della struttura o eventuali membrature, sia in grado di resistere al fenomeno inducendo danni localizzati senza l'estensione all'intero edificio;
- Incatenare le varie parti strutturali conferendo una maggior iperstaticità alla struttura;
- Evitare sistemi strutturali che possano collassare senza preavviso.

Le strutture robuste, che non presentano rotture catastrofiche, tengono conto di coefficienti correttivi al fine di proteggere la struttura dalle rotture indesiderate; si cerca dunque di progettare seguendo la gerarchia delle resistenze, molto utile nel campo sismico, in cui vige il concetto di trave-debole/colonna-forte in cui la plasticizzazione avviene prima nella trave rispetto alla colonna, evitando problemi quali il meccanismo "*soft-storey*". Questo comporta una progettazione basata su deformazioni plastiche elevate, evitando rotture causate dal taglio; il controllo sul livello di danno è reso possibile mediante il limite sulle deformazioni, funzione della rotazione dell'appoggio o del rapporto di duttilità. In seguito a queste grandi deformazioni plastiche, viene valutata la riparazione dell'elemento o la sua eventuale sostituzione prima del riutilizzo della struttura; nel caso non si eseguano tali procedure, occorre mantenere le successive deformazioni in campo elastico.

Il corretto trasferimento dei carichi è inoltre reso possibile mediante una progettazione accurata delle connessioni tra gli elementi, in grado di trasmettere momento flettente, mediante l'aggiunta di fibre all'interno del conglomerato.

Dopo l'evento catastrofico, la struttura deve dunque presentare una capacità residua superiore alla richiesta iniziale. Precedentemente si crea dunque un modello matematico o fisico della struttura soggetta alle azioni accidentali, al fine di ottenere un edificio adeguatamente robusto in grado di resistere all'evento senza perdere la sua funzione e garantendo il suo normale utilizzo. I modelli considerati trattano principalmente parziale danneggiamento della struttura, formazione di crack o deformazioni plastiche, deflessioni e azioni membranali, alta temperatura in presenza di incendi. Non sempre si hanno informazioni sufficienti riguardanti l'azione agente e spesso il costo strutturale per garantire una completa robustezza della costruzione risulta troppo elevato; la soluzione a tale problema comporta l'accettazione di fenomeni quali lo snervamento, deformazioni permanenti di parti strutturali ed ampie fessurazioni i quali si considerano perciò compatibili con il normale funzionamento della struttura.

L'analisi dell'integrità strutturale viene affrontata mediante il metodo indiretto o diretto. Il primo determina uno studio accurato dei particolari, dei dettagli costruttivi e della duttilità al fine di avere un miglioramento della risposta strutturale in caso di danneggiamento; il secondo metodo, viene eseguito a posteriori sull'edificio danneggiato, prevedendo uno studio non solamente dal punto di vista qualitativo ma anche quantitativo.

La valutazione del sistema strutturale compara le attuali risorse dell'edificio e le minime risorse utili secondo il criterio di accettazione. Per lo studio del sistema si esegue una partizione in scenari, in cui a ciascuno si attribuisce una specifica risposta del sistema e le conseguenze sull'ambiente circostante; l'unione di questi scenari determina il dominio per la valutazione del comportamento globale della struttura. Vengono dunque analizzati i fattori che identificano la valutazione del sistema, come ad esempio il "rischio".

La struttura viene analizzata in un elevato numero di scenari separatamente, valutando le performance della struttura in ciascuno di essi, tendendo conto della probabilità di avvenimento dello scenario stesso, in quanto si può trattare di un caso sistematico con valore di probabilità molto elevato oppure scenari occasionali o rari in cui la possibilità che si verifichino decresce bruscamente. Quelli con maggior contributo nel comportamento globale dell'edificio, implicano la perdita di

funzionalità del sistema, il superamento degli stati limite, e nel peggiore dei casi il collasso del sistema, il quale può avvenire progressivamente con una sequenza di stati che tendono a incrementare il danneggiamento, oppure un collasso istantaneo senza lo svilupparsi di intervalli intermedi.

Le conseguenze dell'evento sono misurate per tutti gli scenari in un'unica unità di misura, il denaro. Queste possono interessare non soltanto i beni materiali visibili riguardanti il danneggiamento o collasso di parti strutturali o dell'edificio, ma anche quelli seguenti che comportano costi di investigazione e assunzione di avvocati, cessazione della produzione e conseguente perdita di opportunità lavorative. Conseguenze ulteriori si hanno nel caso in cui vengano coinvolte persone, le quali possono subire ferite, shock e disturbi psico-fisici e nel peggiore dei casi la morte. Inoltre si genera danno anche nell'ambiente circostante, il quale risulta soggetto a possibili emissioni di gas o eventuale rilascio di sostanze tossiche, causando gravi problemi nelle zone limitrofe.

La definizione di robustness fa riferimento a due concetti fondamentali: la vulnerabilità della struttura e la tolleranza al danno; il primo corrisponde alla probabilità di danneggiamento di un elemento esposto ad un evento raro o errore umano, il secondo riguarda invece l'attitudine di questo elemento di sopravvivere al danneggiamento e dunque la probabilità di collasso del sistema condizionato da tale danno. Per il calcolo della probabilità di collasso si fa riferimento alla **figura 1.5**.

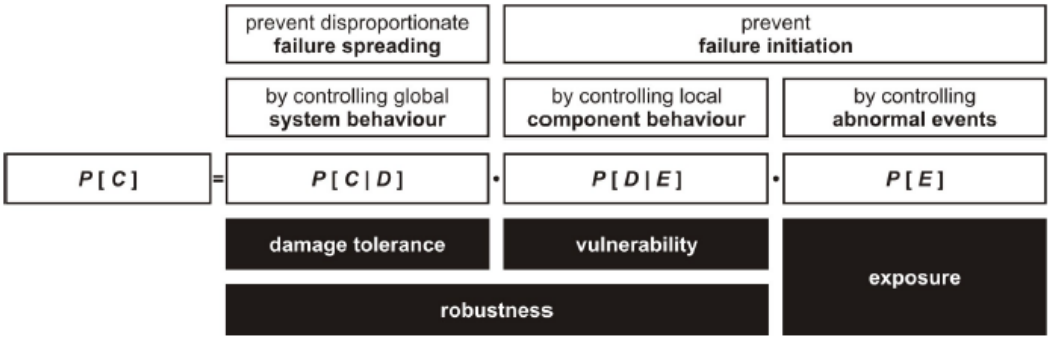


Figura 1.5:Definizione di robustness (Starossek & Haberland, 2008)

La definizione dell'indice di robustezza, quantifica la probabilità di collasso del sistema soggetto all'evento esterno:

$$P(C|E) = P(C|D) \cdot P(D|E) \tag{1.1}$$

1.1 Rischio

Durante il propagarsi dell'evento sul nostro sistema, si intende con elementi di prima difesa quelli direttamente esposti all'azione esterna o interna e, ai quali si associano le conseguenze dirette corrispondenti ai danni e collassi degli elementi stessi; le conseguenze indirette riguardano invece i danni delle rimanenti parti strutturali e il possibile sviluppo del collasso nella restante struttura. Una struttura robusta presenta danneggiamento negli elementi di prima difesa e danni limitati per quanto riguarda gli elementi strutturali non direttamente esposti.

Nella **figura 1.6** viene illustrato il concetto appena espresso. Data l'esposizione (a) che può esser generata da un evento raro od un errore umano, si sviluppa un danneggiamento locale (b) il quale si può estendere sull'intero sistema portando a un totale collasso della struttura (c).

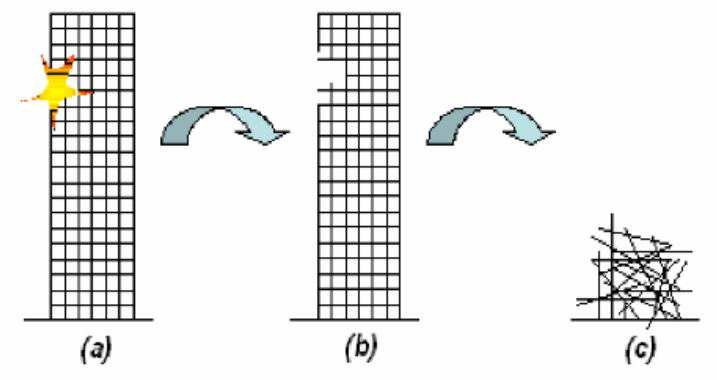


Figura 1.6: Illustrazione dei concetti base della robustness (CEN 2006)

Analogo concetto viene espresso mediante l'albero degli eventi. La definizione deriva dal fatto che dalla singola esposizione, si diramano i vari rami corrispondenti ai singoli componenti del sistema strutturale, i quali possono essere danneggiati D o non subire alcun danno $\bar{D}$ e dunque avere conseguenze nulle. In caso di danneggiamento, corrispondente alle ridotte performance o collasso dell'elemento individuale, si può giungere ad una situazione di non collasso della struttura $\bar{F}$, al quale si associano le sole conseguenze dirette C_{Dir} dell'elemento danneggiato; nel caso di collasso dell'edificio F alle conseguenze dirette C_{Dir} si aggiungono anche quelle indirette C_{Ind} dovute alla perdita di funzionalità del sistema, alle quali si attribuisce la mancanza di robustezza.

La **figura 1.7** mostra il concetto appena descritto.

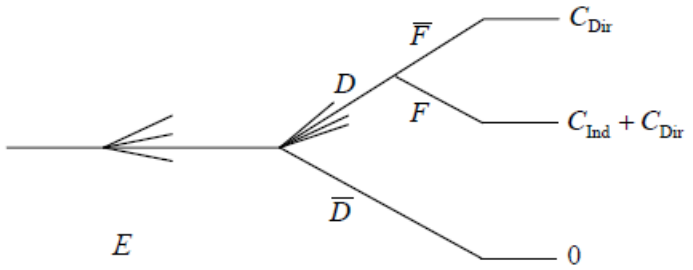


Figura 1.7: L'albero degli eventi per quantificare la robustezza (Baker et al., 2008)

L'analisi del rischio è basata sulla seguente equazione, nella quale si tiene conto di due termini riguardanti le conseguenze dirette e indirette.

$$R = \sum_i \sum_j C_{dir,ij} P(D_j|E_i) P(E_i) + \sum_k \sum_i \sum_j C_{ind,ijk}\, P(S_k|D_j \cap E_i) P(D_j|E_i) P(E_i) \qquad (1.2)$$

Dove:

- $C_{dir,ij}$ conseguenze del danno locale D_j dovuto all'esposizione E_i;
- $C_{ind,ijk}$ conseguenze del successivo danneggiamento S_k a seguito del danno locale D_j dovuto all'esposizione E_i;
- $P(E_i)$ probabilità di intervento dell'esposizione E_i;
- $P(D_j|E_i)$ probabilità di danno locale D_j dovuto all'esposizione E_i;
- $P(S_k|D_j \cap E_i)$ probabilità di ulteriori danneggiamenti S_k derivanti da un danno locale D_j dovuto all'esposizione E_i;

I pedici i, j, k delle sommatorie corrispondono al numero di esposizioni E_i, danni locali D_j e alla risposta strutturale S_k a seguito dei danni locali.

I termini $P(S_k|D_j \cap E_i)$ e $P(D_j|E_i)$ sono rispettivamente relativi al concetto di tolleranza al danno e vulnerabilità; il loro prodotto può esser visto come una misura della robustness, come indicato precedentemente.

Importante notare che nell'analisi del rischio bisogna tener conto non solo della struttura, ma anche delle condizioni al contorno e dunque gli effetti di un possibile collasso dell'edificio sull'ambiente circostante.

Essendo le conseguenze dirette e indirette espresse in termini monetari, lo scopo principale è quello di minimizzare la somma dei costi cercando misure al fine di ridurre il rischio totale R.

I metodi utilizzati prevedono:

- Ridurre la probabilità di intervento dell'esposizione $P(E_i)$, definito con "*event control*", comportante principalmente accorgimenti non strutturali;
- Ridurre la probabilità di danno locale dovuto all'esposizione $P(D_j|E_i)$, relativo al comportamento del singolo elemento, noto come "*specific load resistance method*";
- Minimizzare la probabilità di collasso progressivo dovuto al danno locale $P(S_k|D_j \cap E_i)$ definito con "*alternative load path method*", garantendo possibili percorsi alternativi ai carichi;
- Minimizzare il termine riguardante le conseguenze dirette $C_{dir,ij}$ e indirette $C_{ind,ijk}$ noto come "*reduction of consequences method*".

I fattori che influenzano la robustness sono principalmente la probabilità $P(D_j|E_i)$ e $P(S_k|D_j \cap E_i)$. Le conseguenze indirette posso essere interpretate come la percentuale del rischio con conseguenze sproporzionali alla causa del danno; perciò la robustezza di una struttura può esser misurata in relazione al contributo dei rischi indiretti sul rischio totale. Incrementare la robustness nella fase di progetto risulta un incremento marginale nell'intero costo dell'edificio, cercando di usare una ragionevole combinazione di sistemi strutturali e materiali con comportamento duttile; l'applicazione di tali rimedi, in alcuni casi però, può risultare onerosa sul costo dell'intera struttura.

1.2 Misurazioni della robustness

Occorre partire dal presupposto che risulta difficile stabilire la completa procedura per la valutazione della robustness a causa della varietà di strutture e loro esposizione a eventi rari o errori umani, inoltre possono variare fattori ambientali, sociali ed economici. Non è dunque possibile presagire tutti i possibili scenari di collasso e risulta difficile definire un livello accettabile di rischio; per tale motivo non si può totalmente escludere la possibilità di collasso della struttura.

Al fine di quantificare la robustness, si fa uso di indici di robustezza divisi in 3 differenti livelli con decrescente complessità:

1. Indice di robustezza basato su una completa analisi di rischio, in cui le conseguenze sono separate in dirette e indirette;
2. Indice probabilistico di robustezza basato sulle probabilità di collasso del sistema strutturale per struttura danneggiata e integra;
3. Indice deterministico di robustezza basato su valutazioni di resistenza per struttura danneggiata e integra.

1.2.1 Indice di robustezza basato sul rischio

Tale approccio, proposto da Baker nel 2008, prevede la divisione delle conseguenze, e dei loro relativi rischi, in dirette e indirette, come precedentemente analizzato con l'albero degli eventi; alle prime si associano danni proporzionali all'iniziale danneggiamento, alle seconde può corrispondere un collasso della struttura e dunque sproporzionato rispetto al danno locale iniziale.

Si relazionano quindi il rischio diretto R_{Dir} e indiretto R_{Ind}, associabili rispettivamente ai due termini della formulazione precedente (1.2), mediante l'espressione seguente.

$$I_{rob} = \frac{R_{Dir}}{R_{Dir} + R_{Ind}} \tag{1.3}$$

L'intervallo in cui spazia tale indice è compreso tra 0 e 1. Con valori prossimi a 1 si indica elevata robustezza, nella quale il rischio indiretto tende al valore nullo. Risulta

inoltre più accurata la valutazione del termine R_{Dir} rispetto a R_{Ind}, in quanto relativo agli stati limiti definiti da normativa e dunque definibile con maggior precisione.
La difficoltà nella valutazione del rischio risiede nella quantificazione del termine probabilità di intervento dell'esposizione $P(E_i)$ e per tale ragione si può definire un indice che non risenta di questo fattore.

$$I_{rob|E} = \frac{R_{Dir|E}}{R_{Dir|E} + R_{Ind|E}} \tag{1.4}$$

1.2.2 Indice di robustezza probabilistico

Tale indice, definito da Frangopol e Curley nel 1987, è rappresentato dalla seguente espressione.

$$RI = \frac{P_{f(damage)} - P_{f(intact)}}{P_{f(intact)}} \tag{1.5}$$

I termini $P_{f(damage)}$ e $P_{f(intact)}$ rappresentano la probabilità di collasso di una struttura danneggiata e intatta, che in assenza di adeguati interventi presentano valori dell'ordine di 10^{-4} e 10^{-6}. Tale valore RI tiene dunque conto della ridondanza della struttura e risulta compreso tra 0 e ∞; l'indice tendente a zero implica una struttura robusta.
Analoga espressione riguardante il fattore di ridondanza è rappresentata dalla seguente espressione.

$$\beta_R = \frac{\beta_{intact}}{\beta_{intact} - \beta_{damaged}} \tag{1.6}$$

Dove i termini $\beta_{damaged}$ e β_{intact} riguardano l'indice di affidabilità della struttura danneggiata e intatta. In tal caso il range dell'indice β_R spazia tra 0 e ∞; l'indice tendente a ∞ implica una struttura robusta.

1.2.3 Indice di robustezza deterministico

Il presente indice fa uso di un rapporto di riserva di resistenza (RSR), definito da:

$$RSR = \frac{R_c}{S_c} \tag{1.7}$$

Con a numeratore il valore caratteristico della resistenza di taglio alla base e a denominatore il valore di calcolo del taglio alla base allo SLU. Dopo aver presentato tale rapporto si può giungere alla definizione dell'indice, corrispondente all'effetto del danno all'elemento i-esimo sulla resistenza globale.

$$RIF_i = \frac{RSR_{fail,i}}{RSR_{intact}} \tag{1.8}$$

Si calcola dunque il rapporto tra il RSR dell'elemento i-esimo soggetto a collasso o perdita della sua funzionalità ed il rapporto di riserva di resistenza dell'intera struttura. Il valore compreso tra 0 e 1 presenta un'alta robustezza con RIF tendente al valore unitario.

1.3 Fattori che influenzano la robustness

Al fine di ottenere un'adeguata robustezza della struttura, si deve tener conto di numerosi elementi che intervengono nel raggiungere tale obiettivo.
Requisito principale è il progetto e la successiva verifica dell'affidabilità delle singole componenti; la robustness risulta fortemente legata a caratteristiche interne strutturali quali duttilità, ridondanza, comportamento del giunto ed inoltre dipende dagli interventi attivi e passivi che permettono una riduzione del danno, cercando di mantenere la conformità tra quanto progettato e la rispettiva qualità di esecuzione in cantiere.
Di seguito sono elencati i principali elementi che influenzano la robustezza, con il loro impiego che dipende dal tipo di evento agente e dal tipo di risposta strutturale.

- Resistenza

Progettando l'edificio considerando azioni non accidentali ne deriva una resistenza minima di progetto; nel caso attuale si vuole superare tale livello minimo cercando di incrementarla maggiormente in zone specifiche, in particolar modo quelle riguardanti gli elementi critici.

- Monoliticità e solidarizzazione

La soluzione ottimale è rappresentata da strutture monolitiche, riducendo al valore minimo necessario il numero di giunti strutturali e solidarizzando i singoli elementi strutturali tra loro.

- Seconda linea di difesa

Tenuto conto delle mutue connessioni tra i singoli elementi, prevedere la possibilità di mobilitare più meccanismi resistenti sequenziali.

- Iperstaticità

Combinare ridondanza strutturale e comportamento duttile, mobilitando tutte le possibili ridistribuzioni delle sollecitazioni.

- Connessioni

Progettare la robustezza delle connessioni in modo tale che permettano una uniforme e omogenea ridistribuzione dei carichi durante il collasso locale di un elemento strutturale.

- Dispositivi sacrificali e protettivi

Disporre elementi sacrificali che resistano nei confronti degli eventi accidentali, ad esempio la protezione delle colonne in caso di impatto di veicolo; questi consentono una dissipazione di energia mediante la rottura del dispositivo di protezione, trasformando l'energia cinetica in energia di deformazione. L'impatto si divide in rigido e smorzato, nel primo l'energia è dissipata principalmente nel corpo impattante, il secondo prevede il progetto della struttura affinché si deformi in modo da assorbire l'energia di impatto.

- Capacity design ed elementi fusibili

La progettazione segue dunque il criterio della gerarchia delle resistenze posizionando nelle zone più rischiose elementi fusibili, con lo scopo di giungere a rottura dissipando energia e limitando la trasmissione delle sollecitazioni agli elementi ad esso adiacenti.

– Collasso progressivo rispetto a zipper stopper

Creare una serie di elementi di maggiore resistenza localizzati lungo la catena strutturale, tali da impedire il collasso a catena; questa ulteriore linea di difesa impedisce lo scaturirsi dell'effetto domino.

– Scenario di knock-out

Progettare in modo tale che il collasso o la perdita di funzionalità del singolo elemento strutturale non provochi conseguenze alla restante struttura.

– Duttilità rispetto a rottura fragile

Fattore importante della robustezza è determinato dalle capacità plastiche dell'elemento, deflessioni e rotazioni che consentono la ridistribuzione del carico.
Si può definire la duttilità come segue.

$$D_f = \frac{\delta_f}{\delta_y} \tag{1.9}$$

Corrispondente al rapporto tra la massima deformazione a rottura e la massima deformazione elastica. Con l'aumentare della deformazione ultima, deriva una maggior area sottesa dalla curva, corrispondente alla quantità di energia che l'elemento può assorbire prima della rottura; spostamenti elevati possono causare una variazione della posizione del carico rispetto a quella iniziale, generando perciò effetti del secondo ordine i quali sono deleteri per la risposta duttile della struttura.
I concetti si esplicitano graficamente nelle figure che seguono (**Fig 1.8 e Fig. 1.9**).

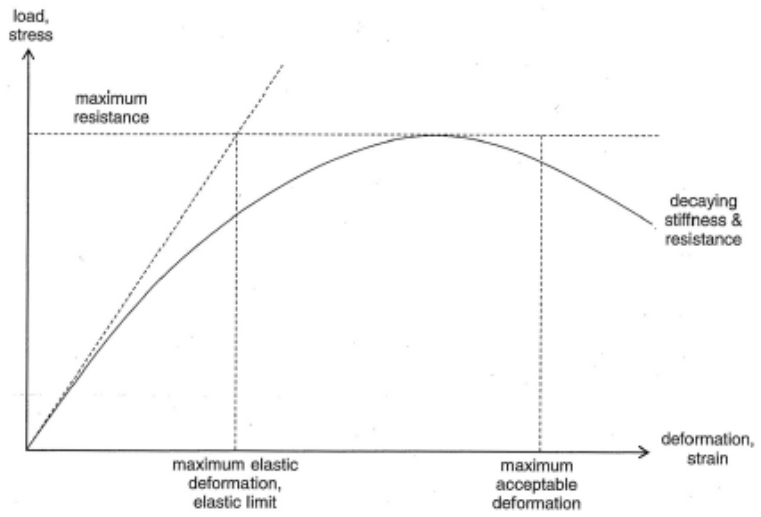


Figura 1.8: Grafico Load – Displacement

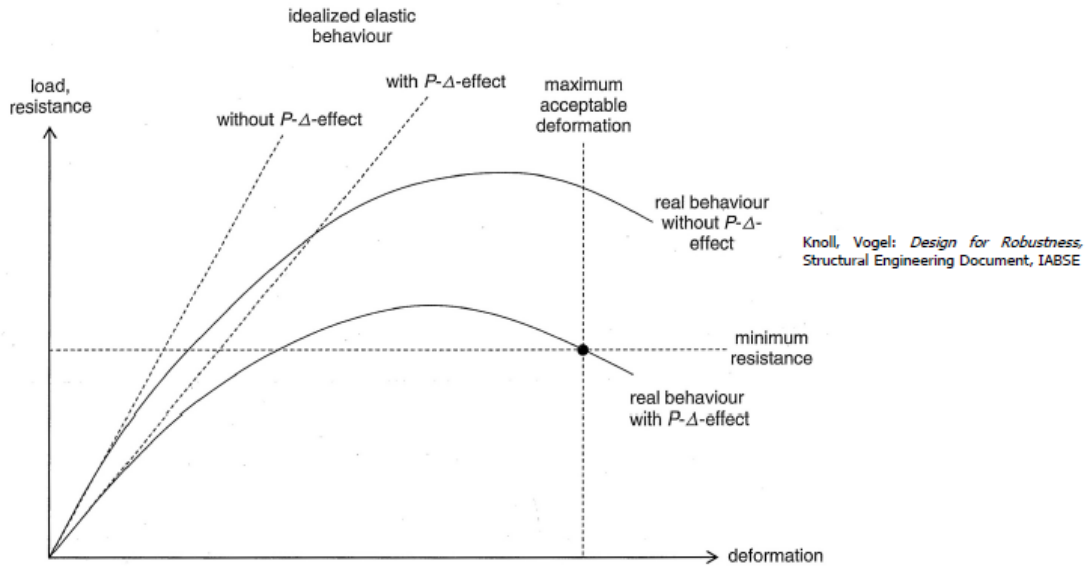


Figura 1.9: Grafico Load - Displacement con effetti del 2°ordine

– Rigidezza

L'evento agente può generare, specie in presenza di azioni orizzontali, lo spostamento della posizione del carico e conseguente nascita degli effetti del secondo ordine. Serve dunque un aumento di rigidezza per limitare il fenomeno, ottenuto mediante l'inserimento di "*shear walls*" all'interno del telaio. Come riportato in **figura 1.10** aumenta la rigidezza della struttura a scapito della duttilità.

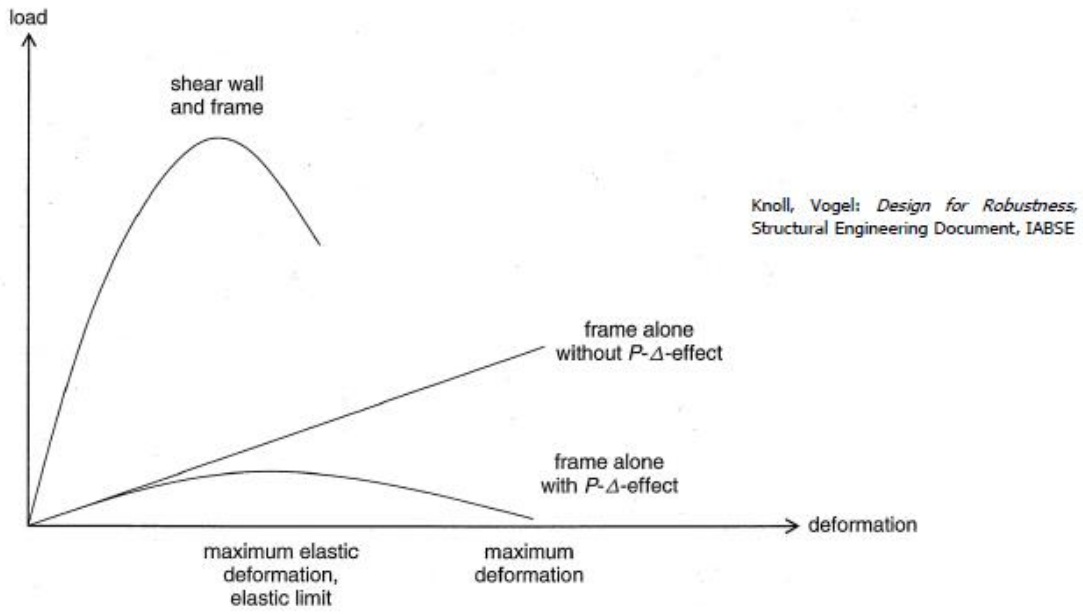


Figura 1.10: Grafico Load - Displacement con l'inserimento di shear wall

– Resistenza al taglio

Garantire una sufficiente resistenza a taglio, in quanto considerato un collasso fragile, progettando i singoli elementi strutturali affinché sopportino il carico di taglio associato al momento ultimo che si viene a formare nella perdita di una componente strutturale.

– Attenzione ed intervento attivo

Nell'analisi di una struttura occorre prestare attenzione a possibili segni premonitori (grandi deformazioni, fessurazioni e conseguenti infiltrazioni, corrosione, espulsione del calcestruzzo utile come copriferro dell'armatura, abrasione, perdita di connettori, rumori, vibrazioni eccessive e "*fretting*" corrispondente a fatica sotto azione di contatto).

Al fine di considerare ogni difetto si esegue un protocollo di controllo, pari a un libretto di manutenzione con annessi i rimedi da intraprendere a ciascun passo dell'analisi.

– Prove

Non sempre la modellazione matematica e fisica genera risultati con certezza assoluta e per tale motivo può esser utile attuare prove sperimentali a rottura che confermino gli output del modello.

– Monitoraggio e controllo qualità

Effettuando un controllo durante la costruzione ne deriva una riduzione dei rischi esecutivi; l'operazione di monitoraggio permette di aggiornare il modello del sistema strutturale confrontando i valori teorici con quelli reali mediante il controllo dei parametri statici e dinamici nel tempo.

– Dispositivi meccanici

Dispositivi che consentono il controllo di forze e spostamenti; permettono inoltre la dissipazione energetica. Prevedono una divisione in due categorie: attivi e passivi, quelli attivi richiedono alimentazione energetica e per tale motivo è da preferire la seconda categoria, in quanto funzionante senza l'apporto di energia.

– Modello della struttura

Il crollo di una struttura è dovuto generalmente al collasso di uno o più elementi strutturali. Si considerano 3 classi di modellazione: serie, parallelo, mista.

Il sistema in serie caratterizza gli edifici in cui la perdita di funzionalità di ogni singola componente può estendersi all'intero edificio generandone il crollo totale; nel sistema in parallelo si deve verificare il contemporaneo collasso di ogni elemento affinché avvenga che la struttura perda la sua efficienza.

A testimonianza di quanto detto è riportato il grafico seguente con il coefficiente di affidabilità β che tende ad aumentare nel caso di sistemi in parallelo e in presenza di duttilità con il crescere del numero di elementi; comportamento opposto per quanto riguarda la soluzione in serie (**Fig 1.11**).

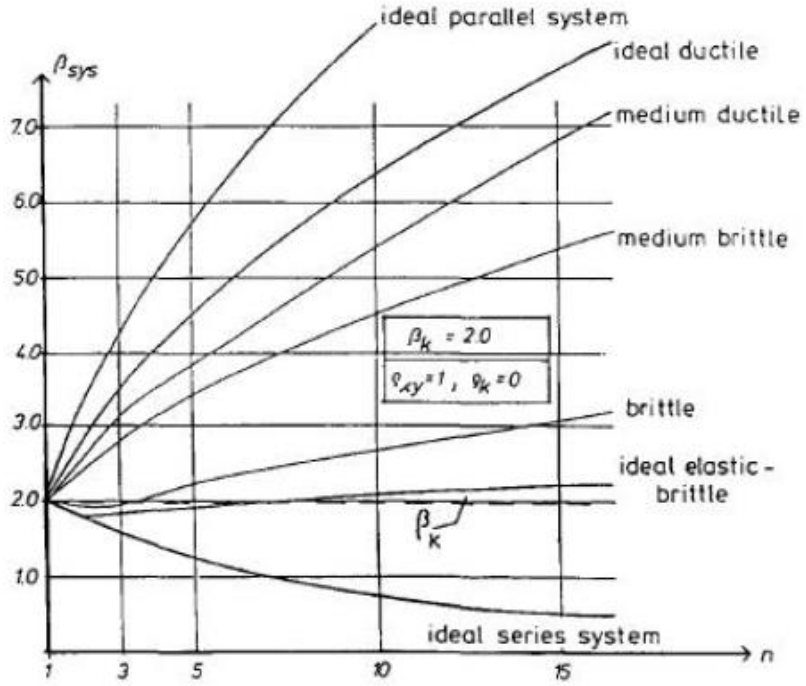


Figura 1.11: Affidabilità del sistema (Gollwitzer e Rackwitz, 1990)

Anche in **Figura 1.12** viene nuovamente raffiguarata l'affidabilità di un sistema in parallelo, confrontando diversi valori di duttilità ed una percentuale di carichi variabili pari al 40%.

Si riscontra anche nel seguente grafico un aumento del coefficiente β con l'incremento del numero di elementi e duttilità. Unica eccezione è rappresentata dal caso $D_f = 1$, corrispondente ad un sistema fragile, la cui curva presenta un decremento ed un successivo lieve aumento in quanto non si verifica una ridistribuione del carico come nei restanti casi.

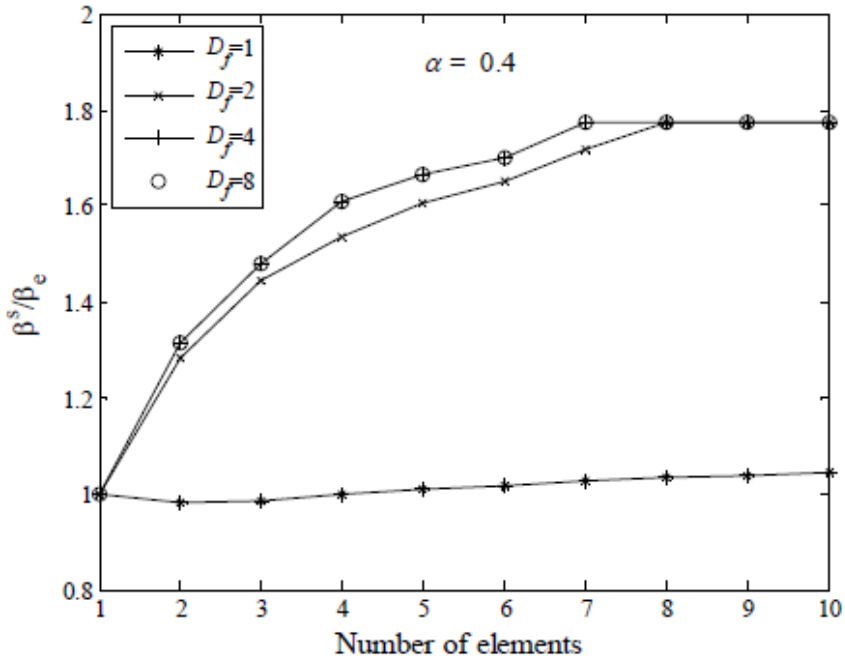


Figura 1.12: Affidabilità del sistema per diversi livelli di duttilità (Kirkegaard et al., 2010)

L'Eurocodice prevede il controllo di ogni elemento e connessione affinché abbiano una sufficiente affidabilità, garantita tendendo conto dei valori caratteristici e dei coefficienti di sicurezza al fine di poter considerare una probabilità di collasso dell'ordine di 10^{-6}. Addizionali misure permettono di assicurare un'adeguata affidabilità all'intero sistema strutturale, riducendo gli errori di progetto e di esecuzione mediante un controllo qualità del sistema, l'applicazione delle migliori metodologie nel progetto, esecuzione e applicazione di un libretto di manutenzione.

1.4 Criteri di accettazione

Non potendo prevedere tutti i possibili scenari di collasso e considerando la difficoltà nel definire un livello di rischio, non vi è la possibilità di escludere completamente la probabilità di crollo della struttura. Serve dunque stabilire un criterio di accettazione per la progettazione strutturale e l'analisi di possibili scenari di danno.

Questione aperta rimane la scelta di quali scenari considerare e quali omettere, in quanto dalla decisione, basata su regole ed esperienza, derivano risultati condizionati dalle condizioni al contorno dell'intera analisi. Queste condizioni risultano di difficile identificazione, per tale ragione urge la necessità di elaborare database contenenti casi studio, comportamenti delle strutture soggette a carichi estremi, possibili esposizioni; diminuisce dunque la possibilità di escludere, seppur involontariamente, fattori cruciali per l'analisi. Occorre inoltre considerare l'incertezza nei riguardi della probabilità di avvenimento del rischio, e dunque stimare la sistematicità o l'accidentalità dell'evento.

Per quel che concerne le conseguenze, occorre valutare il loro sviluppo nel tempo e non fermarsi all'istante successivo al fenomeno analizzato, estendendo l'osservazione anche oltre al tempo di vita della struttura stessa.

Nell'analisi delle conseguenze, rientrano beni materiali, esseri umani e ambiente circostante. Ciascuna di queste categorie viene quantificata in termini monetari, seppur risulti di difficile valutazione attribuire un peso economico a danni ambientali quali inquinamento e aspetto paesaggistico, così come i problemi psicofisici sugli individui coinvolti e sulla società ad essi circostante.

1.4.1 Metodi per l'accettazione del rischio

Il criterio di accettazione del rischio è in relazione con quello della robustness; vi è la necessità di stimare i possibili benefici e perdite della società. Vengono in seguito presentati due metodi di valutazione.

Il criterio di sicurezza umana si suddivide in "*individual risk*" e "*societal risk*". Il primo riguarda il caso in cui un individuo o gruppo di individui risulti esposto ad un rischio eccedente il livello di accettazione imposto e dunque occorre tenere in considerazione adeguate misure di sicurezza; il secondo presuppone che un certo

scenario di attività non possa portare ad un'alta frequenza di incidenti con disastrose conseguenze al fine di evitare problemi economici, sociali e politici.
Il criterio di sicurezza sui costi-benefici prevede un'attenta analisi delle misure di sicurezza con lo scopo di scegliere la soluzione ottimale che presenta benefici maggiori dei costi.

1.4.2 Costi - Benefici

Secondo normativa, l'attività svolta deve determinare un miglioramento della qualità della vita del gruppo di individui nella società sia nel tempo presente che in quello futuro; le problematiche derivano dalla quantificazione degli aspetti non economici della qualità di vita. L'incertezza caratterizzante l'intero ambito ingegneristico, dovuto alla possibile influenza di diversi fattori che possono interagire reciprocamente tra loro, si ripercuote anche sulle conseguenze. La differenza tra i guadagni e le perdite moltiplicati per le loro probabilità di avvenimento devono fornire un valore positivo come riportato dalla seguente espressione.

$$\sum_i p_i G_{si} - \sum_j p_j L_{sj} \geq 0 \tag{1.10}$$

Il singolo evento può generare valore negativo per la singola realizzazione, ma tenendo in considerazione la sommatoria si ottiene un bilancio positivo con la prevalenza a lungo termine dei benefici sociali.
La riduzione dei rischi caratterizzanti la struttura, comporta un incremento dei costi di costruzione dovuto ad un miglioramento e modernizzazione dell'infrastruttura; tale somma di denaro deve risultare inferiore alla diponibilità monetaria della società di evitare il rischio. Questa disponibilità è funzione di un determinato livello sociale di accettazione degli sforzi necessari per ridurre certi rischi e non sempre risulta espressa in termini di denaro.
Tale livello di accettazione condiziona dunque i parametri utili a raggiungere determinati benefici. Come raffigurato nella **figura 1.13**, si riscontra un intervallo di parametri decisionali con conseguente valore positivo di guadagno ed al picco della curva si riscontra la decisione ottimale; il livello di accettazione della società influenza tale range, decrementato con il valore p_{ACC}.

Il livello di accettabilità non dipende esclusivamente dalla natura del rischio ma anche dalla sua riduzione.

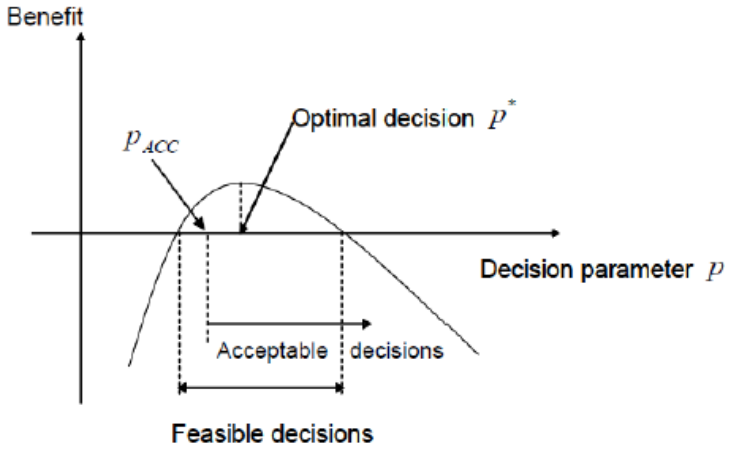


Figura 1.13: Diagramma Benefici - Costi e intervallo di accettazione decisionale

1.4.3 Indice qualità della vita

Una semplice e inequivocabile misura della preferenza della società è rappresentata dall'indice di qualità della vita LQI, il quale include vari tipi di rischio e che permette di esprimere un'ampia varietà di fattori mediante un valore scalare; tramite una positiva variazione di tale indice, si esprime il criterio di accettazione del rischio. Concetti fondamentali riguardano la riduzione della mortalità e un incremento dell'aspettativa di vita, intesa come il numero di individui che raggiungono una determinata età in una specifica area geografica tenendo in considerazione il sesso, l'età, la condizione fisica e i fattori demografici della popolazione. Una percentuale di reddito è dunque utilizzato per ridurre il rischio e migliorare la qualità della vita; l'indice LQI, mediante la formulazione seguente, tiene conto di questi fattori permettendo un indicatore scalare che rappresenti la volontà della società.

$$LQI = g^r[(1-w)l]^r \tag{1.11}$$

Dove:

- g = prodotto nazionale lordo;
- w = percentuale di vita spesa per guadagnare un sussidio per vivere;
- l = aspettativa di vita alla nascita;
- r = compromesso tra le risorse utili da consumare ed il tenore di vita sana.

L'applicazione di ogni misura di riduzione del rischio influenza l'indice LQI, generandone un incremento.

I criteri di accettazione vengono applicati ai problemi di robustezza seguendo una procedura di controllo per ogni livello strutturale, permettendo di raggiungere determinati requisiti all'interno del progetto. Le formule trattate in precedenza seppur ancora empiriche, permettono una buona analisi del problema e la valutazione del rischio e dei costi-benefici consentono un successivo miglioramento.

2 INTERAZIONE TRA TAMPONAMENTI IN MURATURA E STRUTTURA IN CALCESTRUZZO ARMATO

L'utilizzo dei tamponamenti in muratura deriva principalmente dalla necessità di separare l'ambiente esterno da quello interno. In passato si è ritenuto che essa svolgesse un ruolo secondario all'interno del comportamento strutturale e non è perciò stata considerata la sua funzione strutturale.

A seguito di importanti eventi sismici, si è riscontrata una importante interazione tra la tamponatura e il telaio circostante, che in tale ambito può risultare in alcuni casi benevola ai fini della capacità.

Verso la metà del secolo scorso ha preso inizio lo studio di tale interazione, focalizzando l'attenzione sul tamponamento singolo sottoposto ad una forza laterale applicata nella sommità (**Fig. 2.1**), notando un aumento in termini di resistenza, rigidezza e modalità di collasso.

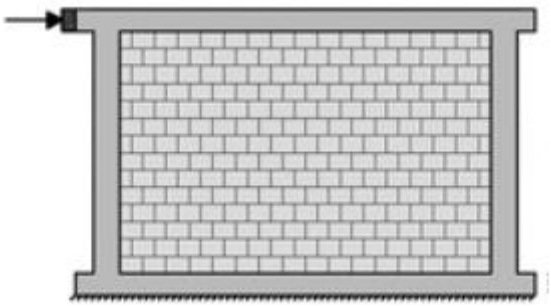


Figura 2.1: Telaio tamponato soggetto a forza laterale

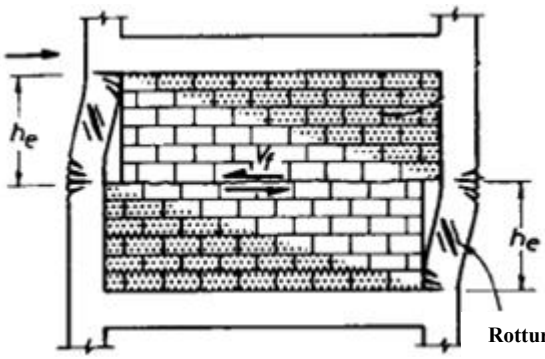
L'estensione di tale studio all'intera struttura comporta la nascita di incertezze, la cui valutazione necessita di una dettagliata analisi. Il comportamento del telaio con annessa tamponatura può risultare notevolmente differente al caso del telaio senza di essa, modificando non solo la capacità, ma anche la domanda sismica in funzione delle diverse rigidezze, resistenza e duttilità.

2.1 Meccanismi di collasso

L'aumento di rigidezza derivante dalla presenza del pannello, causa un incremento della forza agente in tale zona, la quale viene trasferita al telaio, generando effetti locali che possono portare al collasso di giunti o degli elementi del telaio stesso in quanto si può eccedere la loro capacità. Principali rotture si verificano nelle colonne o nei nodi in cui si verifica una rottura fragile a taglio (**Fig. 2.2**). Tale interazione che si genera tra telaio e tamponatura è riconosciuta anche all'interno dell'Eurocodice 8 e della NTC senza però fornire alcun tipo di modello o strategia per determinare l'incremento locale della forza tagliante nelle colonne e nelle travi, nelle zone in prossimità dei nodi.

Essendo il valore dello sforzo di taglio superiore in alcuni casi a quello di stato limite ultimo, occorre tenere in considerazione tale incremento già in fase di progettazione.

Un ruolo importante è svolto dai dettagli sismici, i quali permettono alla struttura di resistere a tale sforzo che si genera per effetto dell'interazione; si nota dunque un incremento in termini di capacità di rotazione del giunto.

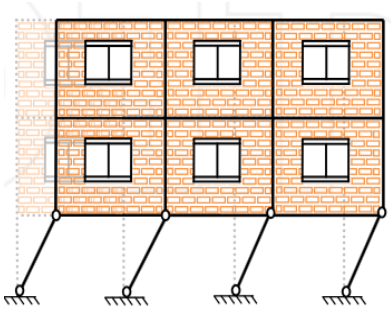


a)

b)

Figura 2.2: Effetti locali dovuti all'interazione telaio-tamponatura: a) Meccanismo di rottura a taglio; b) Rottura locale a taglio

Altro determinante aspetto riguarda la posizione dei tamponamenti e la loro regolarità di distribuzione nel piano e in altezza. In caso di irregolarità di disposizione della tamponatura in pianta, si verifica uno spostamento del centro di rigidezza, modificando le proprietà dinamiche modali della struttura e la distanza tra centro di massa e rigidezza, con conseguenti effetti torsionali certamente sfavorevoli. L'irregolarità in altezza comporta una differenza di resistenza nei vari piani e un potenziale meccanismo di soft-storey (**Fig. 2.3**) che si genera a causa del collasso nei piani in cui risultano assenti i pannelli di tamponatura. Cambiando la posizione dei pannelli, varia la distribuzione degli sforzi e degli spostamenti richiesti: la situazione peggiore si verifica in caso di mancanza della tamponatura nel primo livello in quanto la domanda di spostamento si concentra principalmente in tale zona.



a)

b)

Figura 2.3: Irregolarità della distribuzione della tamponatura in altezza: a) Meccanismo soft-storey; b) Esempio di meccanismo soft-storey (Terremoto Aquila, 2009)

Anche la presenza di aperture all'interno della tamponatura può generare meccanismi di collasso sfavorevoli (**Fig. 2.4**).

Danni causati dai tamponamenti

Figura 2.4: Apertura nelle tamponature (Terremoto dell'Aquila, 2006)

Infatti se le aperture sono situate nelle vicinanze della colonna e il pannello ha conseguentemente un'altezza inferiore a quella della colonna, viene a modificarsi la lunghezza libera di inflessione della colonna generando un incremento della domanda di taglio locale. In questo caso, si può verificare un meccanismo di rottura a taglio, oppure se il pilastro è snello questo può collassare a causa della formazione di una doppia cerniera plastica.

2.2 Interazione telaio-tamponatura

In presenza di un'azione laterale agente su un singolo telaio ad una campata e tamponato, si riscontra la separazione del pannello dalla struttura circostante. Questo rimane in contatto soltanto in prossimità dei due angoli opposti (**Fig. 2.5**).

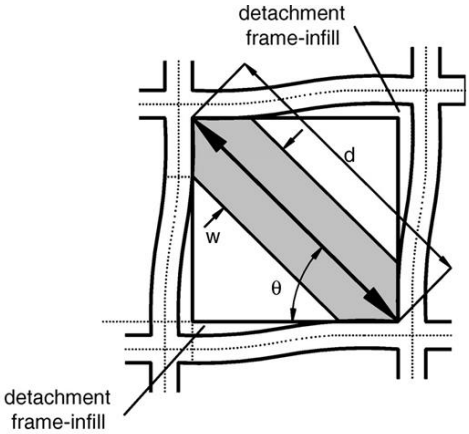


Figura 2.5: Separazione telaio-tamponatura

La geometria, le proprietà meccaniche e le modalità di costruzione determinano differenti possibili modalità di collasso dei punti interni, come anche riscontrato sperimentalmente. I più frequenti sono descritti di seguito (**Fig. 2.6**):

1. Collasso globale: si ha il caso di telai collegati alla tamponatura mediante apposita armatura, il sistema può considerarsi una mensola soggetta a carico in sommità con il collasso che avviene a causa del superamento della resistenza a trazione e compressione all'interno del calcestruzzo e della muratura.
2. Scorrimento orizzontale della tamponatura: collasso derivante dal propagarsi di uno scorrimento nella mezzeria del pannello dovuto ad una bassa resistenza della malta.
3. Rottura a taglio diagonale: l'intero tamponamento risulta affetto da una fessurazione diagonale che si può sviluppare anche nel telaio generando rotture a taglio nei giunti strutturali.
4. Rottura nell'angolo della tamponatura: accade in presenza di forte compressione locale, superiore alla resistenza della muratura.
5. Scorrimento globale: per effetto dell'utilizzo di una malta poco prestante si genera lo scorrimento dei giunti sia orizzontalmente che verticalmente.
6. Rottura al centro della tamponatura: collasso causato principalmente dalla snellezza, a causa della presenza dei fori, del singolo elemento costituente il pannello.

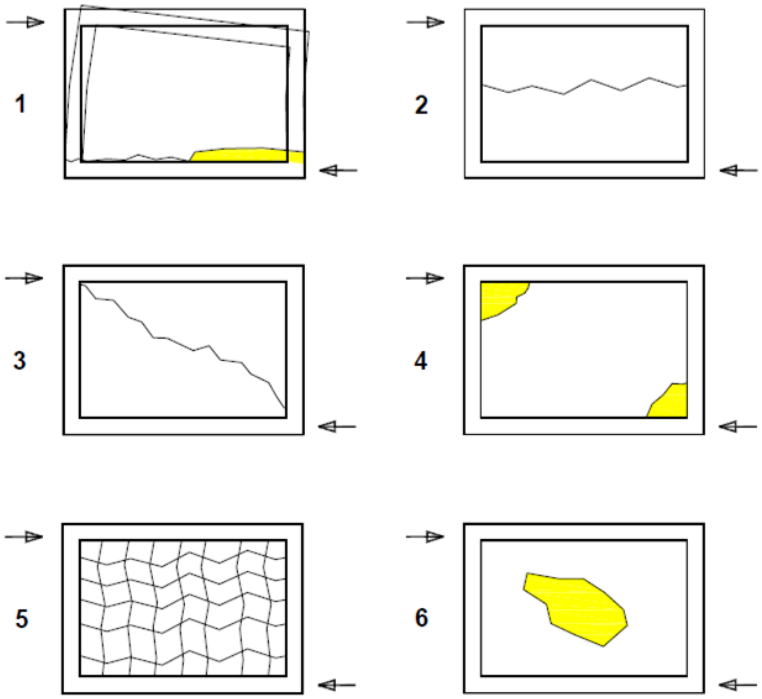


Figura 2.6: Possibili meccanismi di collasso di un telaio tamponato

2.3 Tecniche di modellazione dell'interazione telaio-tamponatura

La grande incertezza e varietà del comportamento dei telai tamponati non consente di trovare facilmente un modello meccanico in grado di coglierne tutti gli aspetti e applicabile ad ogni caso.

La ricerca è stata portata avanti mediante test sperimentali e studi analitici. La strategia di modellazione si può suddividere in due grandi categorie: macromodellazione e micromodellazione.

2.3.1 Macromodellazione

L'approccio mediante macromodelli prevede la sostituzione di ciascun pannello di tamponatura con uno o più bielle diagonali equivalenti (**Fig 2.7-2.8**).

La definizione geometrica e meccanica dell'equivalent strut comporta la conoscenza di informazioni, riguardanti le proprietà meccaniche della muratura, dettagli costruttivi, modalità di costruzione, al fine di definire un elemento in grado di rappresentare la reale resistenza e il danneggiamento del tamponamento. Nel caso di analisi non lineare, aumenta la complessità e dunque il numero di parametri da utilizzare.

Holmes (1961) è stato tra i primi ad occuparsi di tale tematica, seppur per il caso di telai in acciaio, fornendo come dimensioni dello strut un'altezza equivalente w pari a 1/3 della lunghezza della diagonale del tamponamento e uno spessore t pari allo spessore del pannello. In seguito alla sua ricerca si svilupparono modelli più dettagliati.

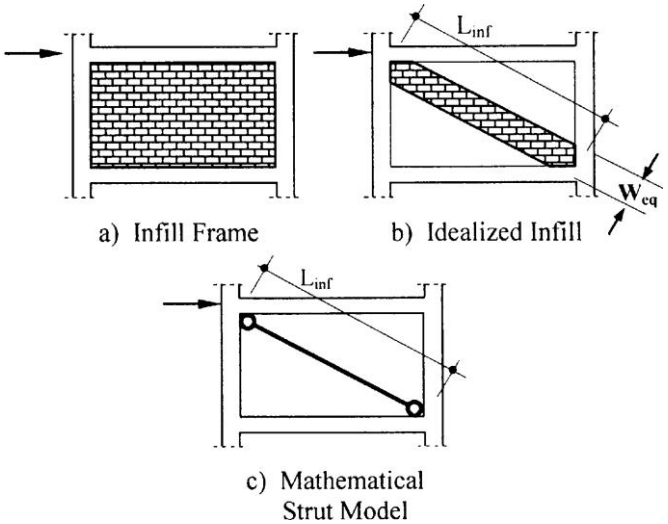


Figura 2.7: Schematizzazioni della tamponatura

Papia et al. (2003) introdussero le dipendenze dalle proprietà meccaniche elastiche di tutto il sistema telaio tamponato. Tale studio viene esteso in campo inelastico da Cavaleri et al. (2014).

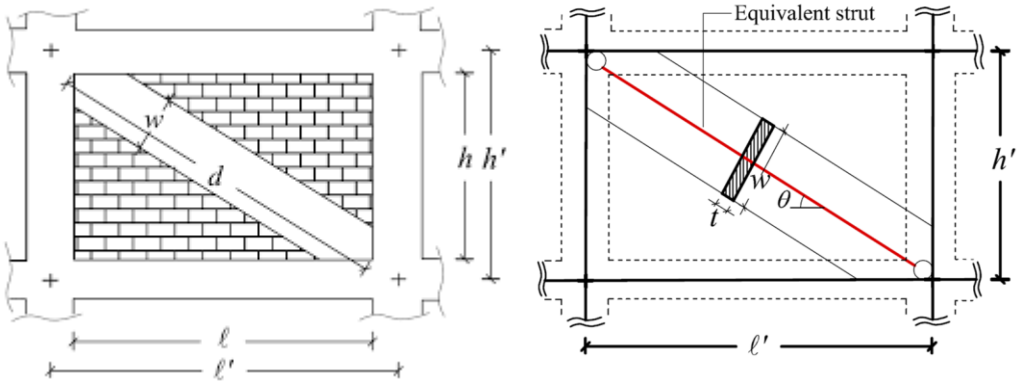


Figura 2.8: Modello di "Equivalent strut"

Il puntone diagonale equivalente è il metodo più semplice per la modellazione dei pannelli di tamponamento sia in campo elastico che non lineare.

Ciò nonostante l'uso di una biella diagonale, presenta una limitazione notevole, in quanto non permette di valutare lo sforzo di taglio aggiuntivo nelle zone critiche, problematica di particolare interesse per le strutture non dotate di dettagli sismici.

Tale problematica è stata in parte superata mediante configurazioni multi-strut, attraverso la quale si può stimare lo sforzo di taglio locale trasferito dal tamponamento al telaio circostante (**Fig. 2.9**).

Le proposte di maggior rilievo sono dovute a Crisafulli (1997), Crisafulli e Carr (2007), El-Dakhakhni et al. (2003) e Chrysostoamou et al. (2012), che sviluppano un macromodello dettagliato del multi-strut, stabilendone una legge di compressione assiale e una componente attritiva a taglio per considerare l'influenza del carico verticale sul pannello di muratura.

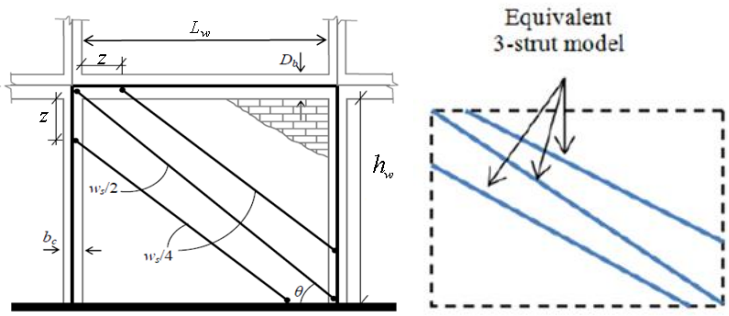


Figura 2.9: Esempio di modello di "Multi-strut"

2.3.2 Micromodellazione

La micromodellazione prevede invece un approccio differente, andando a rappresentare nel dettaglio l'interazione telaio-tamponatura mediante l'utilizzo di elementi finiti shell sia per il pannello che per la trave, quest'ultima rappresentabile anche mediante elementi beam.

Tale approccio è stato inizialmente impiegato da Mallick e Severn (1967), considerando un telaio ad un piano ed una campata, adottando elementi shell e beam per tamponatura e travi rispettivamente (**Fig. 2.10**).

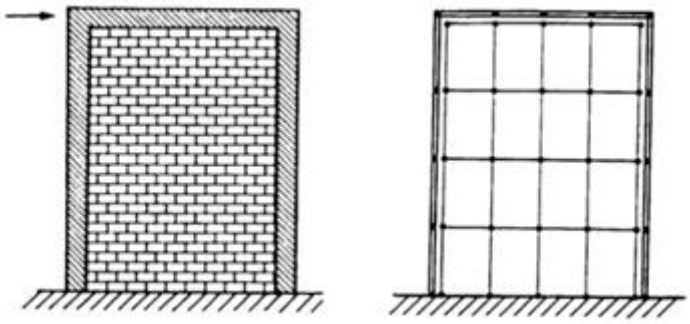


Figura 2.10: Modello FEM (Mallik and Severn, 1967)

In seguito Mehrabi e Shing (1997) e Shing e Mehrabi (2002) introdussero un micromodello non lineare più complesso, al fine di mettere in evidenza il collasso per taglio degli elementi strutturali del telaio e lo scorrimento dei blocchi di muratura (**Fig. 2.11**).

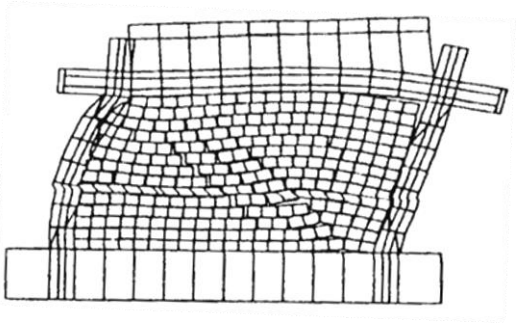


Figura 2.11: Modello FE non lineare (Mehrabi and Shing, 1997)

Da un primo confronto tra macromodello e micromodello si riscontra l'impossibilità di avere un modello accurato e computazionalmente leggero allo stesso tempo.

Il micromodello presenta maggior precisione in quanto più affine alla realtà fisica, rappresentando dettagliatamente la diffusione delle fessure, la locale interazione telaio-tamponamento e lo scorrimento dei giunti di malta. D'altro canto, tale approccio presenta notevoli svantaggi per quel che riguarda una corretta calibrazione, specialmente nel caso non lineare, con la necessità di conoscere un elevato numero di parametri meccanici; inoltre l'utilizzo di tale metodo all'interno di strutture ampie può risultare oneroso dal punto di vista delle tempistiche computazionali e dunque non applicabile eccetto che per casi semplici, prevalentemente in ambito di ricerca.

2.4 Modellazione a fibre del puntone diagonale (Di Trapani et al. (2017))

Sulla base delle difficoltà incontrate nell'utilizzo di approcci meccanici per definire il comportamento non lineare dei puntoni equivalenti, Di Trapani et al. (2017) propongono una strategia di calibrazione che utilizza una definizione semi-empirica dei parametri che governano la loro risposta inelastica. La procedura si basa sull'utilizzo di "fiber-section element" per modellare i puntoni equivalenti, associando alle fibre il modello di tensione-deformazione Kent-Scott-Park, tipico del calcestruzzo. Questo modello di stress-strain è fondamentalmente governato da quattro parametri: peak strenght (f_{md0}), peak strain (ε_{md0}), ultimate strenght (f_{mdu}), ultimate strain (ε_{mdu}) (**Fig. 2.12**).

Un confronto tra i risultati dei test sperimentali reali di telai tamponati e i modelli con un puntone equivalente, ha permesso di calibrare iterativamente i quattro parametri di stress-deformazione per diversi campioni. La stessa procedura di calibrazione è stata ripetuta con i risultati di un modello FE dettagliato. La realizzazione di dettagliati modelli FE, validati mediante risultati sperimentali, permettono di allargare il campo dei dati analizzabili, variandone eventualmente la geometria e le caratteristiche meccaniche.

Successivamente, sono state fornite le leggi di correlazione analitiche, basate sull'interpolazione dei dati ottenuti, che collegano le caratteristiche geometriche e meccaniche di un telaio tamponato e i parametri sforzo-deformazione del puntone.

Si effettuano test di validazione, mediante sperimentazioni in laboratorio, differenti rispetto a quelle utilizzate per ottenere le leggi di correlazione dei parametri.

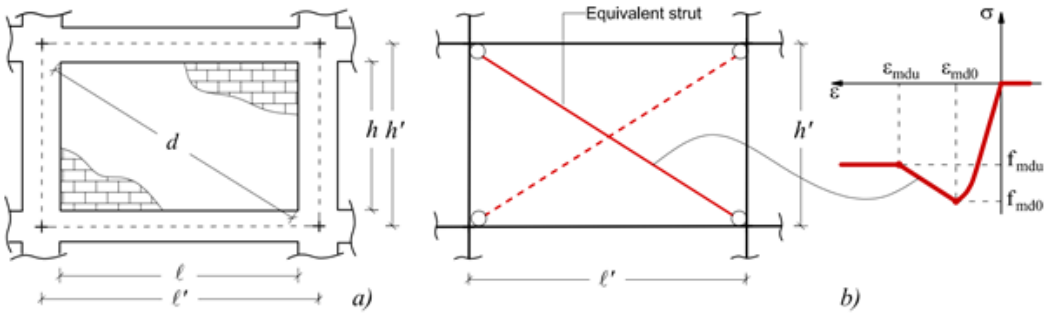


Figura 2.12: Dettagli modellazione di un infilled frame: a) Modello reale; b) Modello a puntone

Lo scopo del modello proposto è quello di trovare quattro correlazioni analitiche che consentano, partendo dai dati geometrici e meccanici di base di una telaio tamponato, di determinare ciascuno dei parametri sforzo-deformazione. In questo modo, una volta definite le caratteristiche del telaio infilled, la curva sforzo-deformazione da assegnare ai puntoni può essere valutata attraverso semplici calcoli analitici.
I parametri sforzo-deformazione sono correlati con le proprietà della muratura, ma più in generale dipendono dalle proprietà geometriche e meccaniche dell'intero sistema. Si arriva ad una legge costitutiva differente da quella della singola muratura in compressione, in quanto lo strut tiene in considerazione l'intero telaio tamponato soggetto a forza laterale, la cui risposta dipende anche dalla tipologia del meccanismo di danno oltre alle proprietà della muratura.

2.4.1 Definizione della geometria del puntone diagonale

La definizione della geometria del puntone fa riferimento alla procedura proposta da Asteris et al. (2016). Come spessore viene attribuito quello reale della muratura, l'altezza viene invece valutata secondo la relazione:

$$w = k^{\gamma^*}\left(\frac{h}{l}\right)\frac{c^*}{\lambda^{*\beta^*}}d \tag{2.1}$$

in cui *h*, *l, d* si riferiscono all'altezza, lunghezza e diagonale del tamponamento come riportato in **Figura 2.12**; *k* tiene invece conto dell'effetto laterale dovuto ai carichi verticali agenti sul telaio e trasferiti al tamponamento, valutato mediante la seguente espressione.

$$\kappa = [1 + (18\lambda^* + 200)\varepsilon_v] \tag{2.2}$$

essendo ε_v la deformazione assiale verticale valutata sulle due colonne laterali come:

$$\varepsilon_v = \frac{F_v}{2E_c A_c} \tag{2.3}$$

dove F_v, E_c, A_c rappresentano rispettivamente il carico totale agente sulle colonne, il modulo elastico del calcestruzzo e l'area della sezione della colonna.

Nell'espressione dello spessore *w*, il parametro λ^* è valutato mediante la formulazione proposta da Papia et al. (2003) come:

$$\lambda^* = \frac{\widetilde{E}_m}{E_c}\frac{th'}{A_c}\left(\frac{h'^2}{l'^2} + \frac{1}{4}\frac{A_c}{A_b}\frac{l'}{h'}\right) \tag{2.4}$$

dove $\tilde{E}_m$ e A_b rappresentano il modulo di Young della muratura in direzione diagonale e l'area della sezione della trave, mentre *h*' e *l*' si ricavano nuovamente dalla **Figura 2.12**. Per questione di semplicità si assume $\tilde{E}_m = \sqrt{E_{m1} \cdot E_{m2}}$ in cui E_{m1} e E_{m2} corrispondono al modulo di Young della muratura in direzione orizzontale e verticale rispettivamente.

Il parametro γ tiene conto dell'eventuale presenza di aperture e del rapporto di forma del pannello di tamponatura attraverso l'espressione:

$$\gamma^* = 1 + 0.5\frac{r}{(l/h)^4} \tag{2.5}$$

Si assume *r* = 1 essendo nel caso di tamponatura priva di aperture.

Infine i parametri c^* e β^* dipendono dal coefficiente di Poisson *v* della muratura valutato in direzione diagonale, che può per semplicità considerarsi pari a 0,1.

$$\begin{aligned} c^* &= 0.249 - 0.0116\nu + 0.567\nu^2 \\ \beta^* &= 0.146 - 0.0073\nu + 0.126\nu^2 \end{aligned} \tag{2.6}$$

Tale approccio ha mostrato un buon accordo con i risultati sperimentali e permette di determinare accuratamente la rigidezza di ciascuna tipologia di infilled frame.

2.4.2 Definizione delle leggi di correlazione tra i parametri meccanici del sistema telaio-pannello e il legame costitutivo del puntone diagonale

Dall''interpolazione dei dati ottenuti dalla calibrazione dei modelli di puntoni equivalenti su prove sperimentali reali e simulazioni FE, derivano le leggi di correlazione semi-empiriche che collegano le caratteristiche geometriche e meccaniche di un telaio tamponato ai parametri sforzo-deformazione del puntone.
Si riportano di seguito i termini utili alla definizione delle leggi semi-empiriche che legano i quattro parametri della legge costitutiva, rappresentante il comportamento a compressione dell'"equivalent strut".

$$\alpha = \frac{\tilde{f}_m^{\,2} \cdot w \cdot t}{\left(f_{vm} + \mu\sigma_n\right)^{0.2}\left(l/h\right) \cdot \lambda^{*0.2}} \tag{2.7}$$

$$\beta = \frac{f_{md0}^{\;0.7} \cdot w \cdot t}{\tilde{E}_m^{\;0.2} d} \tag{2.8}$$

$$\gamma = \left(\frac{f_{mdu}^{\;2}}{f_{md0}}\right)\left(\frac{E_c}{\tilde{E}_m^{\;1.5}}\right) \tag{2.9}$$

$$\delta = \tilde{E}_m^{\;0.20} \cdot \varepsilon_{md0} \tag{2.10}$$

In cui σ_n rappresenta lo sforzo verticale medio di compressione trasferito al pannello di muratura, e viene valutato in funzione della rigidezza verticale della colonna e della tamponatura secondo la seguente relazione:

$$\sigma_n = \frac{F_v}{A_m}\left(\frac{E_{m2}A_m}{2E_cA_c + E_{m2}A_m}\right) \tag{2.11}$$

Con $A_m = t \cdot l$ si intende l'area trasversale del pannello, il coefficiente μ rappresenta il coefficiente d'attrito.
Si giunge alle leggi semi-empiriche in cui i quattro parametri risultano normalizzati.

$$\frac{f_{md0}}{\tilde{f}_m} = 26.9\alpha^{-0.287} \qquad (R^2 = 0.77) \tag{2.12}$$

$$\frac{f_{mdu}}{f_{md0}} = 0.043\beta - 0.06 \qquad (R^2 = 0.86) \tag{2.13}$$

$$\frac{\varepsilon_{md0}}{\varepsilon_{m0}} = 3.024 \cdot \gamma^{0.347} \qquad (R^2 = 0.94) \tag{2.14}$$

$$\frac{\varepsilon_{mdu}}{\varepsilon_{md0}} = 0.0184 \cdot \delta^{-1.166} \qquad (R^2 = 0.86) \tag{2.15}$$

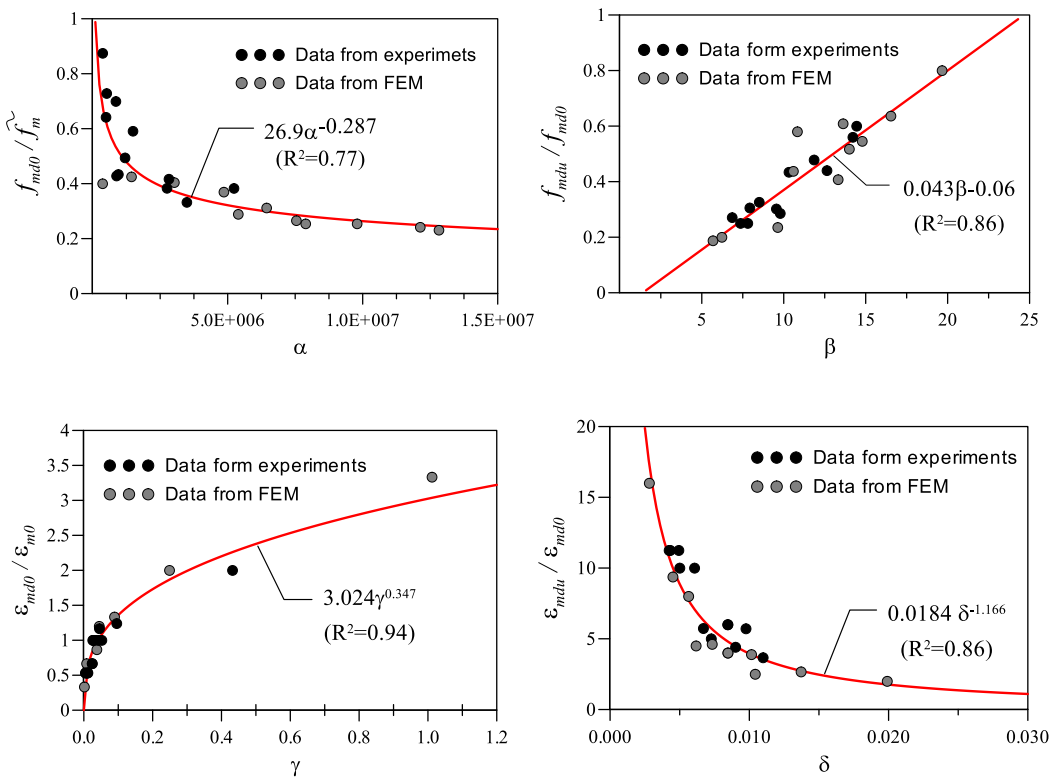


Figura 2.13: Relazioni semi-empiriche

Il coefficiente R^2 rappresenta la buona affidabilità tra la relazione analitica e i valori ottenuti da test sperimentali e dal modello FE (**Fig.2.13**).

2.4.3 Calibrazione sperimentale del legame stress-strain del puntone diagonale

I dati sperimentali di Mehrabi et al. (1996), Papia et al. (2003), Colangelo (2005), Kakaletsis e Karayannis (2009), Cavaleri and Di Trapani (2014), sono stati usati come riferimento per derivare i parametri sforzo-deformazione. La scelta di questi studi era dovuta alla completezza dei loro programmi sperimentali, che includevano anche dati dettagliati di prove sperimentali su muratura costituenti tamponamenti.

Un confronto tra i risultati dei test sperimentali reali di diverse tipologie di campioni di telai tamponati e i risultati dei modelli equivalenti di puntoni equivalenti, ha permesso di calibrare iterativamente i quattro parametri di sforzo-deformazione per diversi campioni. La calibrazione sperimentale è considerata il modo migliore, in quanto include fenomeni reali che non sono facilmente catturati dai modelli analitici.

Nelle figure seguenti si riportano le curve di pushover del modello dopo la calibrazione, riferendosi a diverse curve sperimentali (**Fig. 2.14-2.18**).

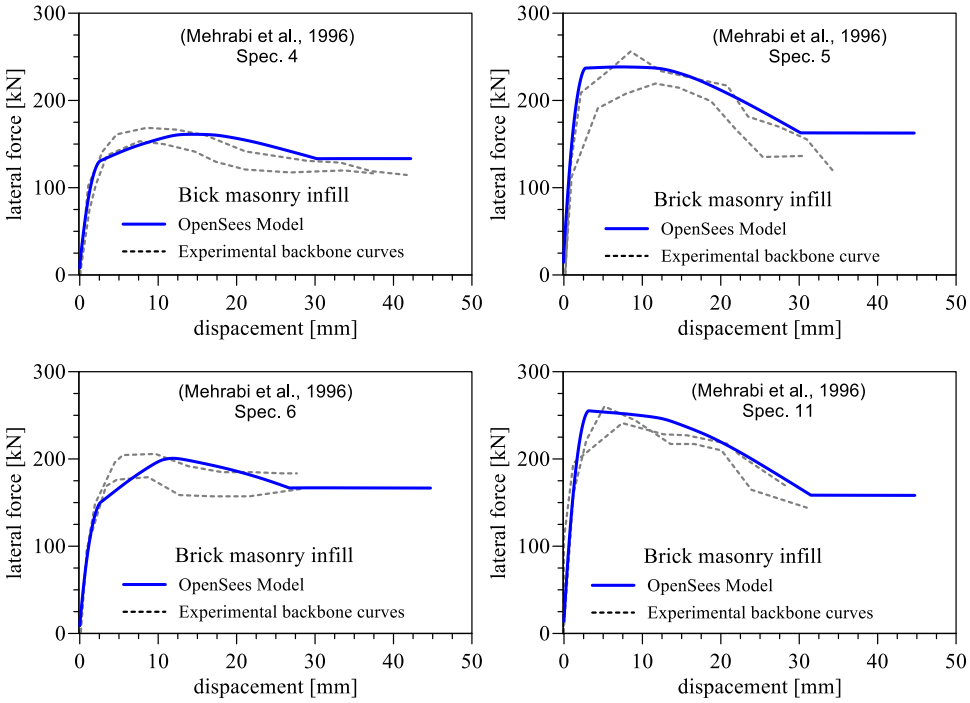


Figura 2.14: Confronto delle curve sperimentali dei campioni di Mehrabi et al. (1996) e della pushover del modello OpenSees dopo la calibrazione

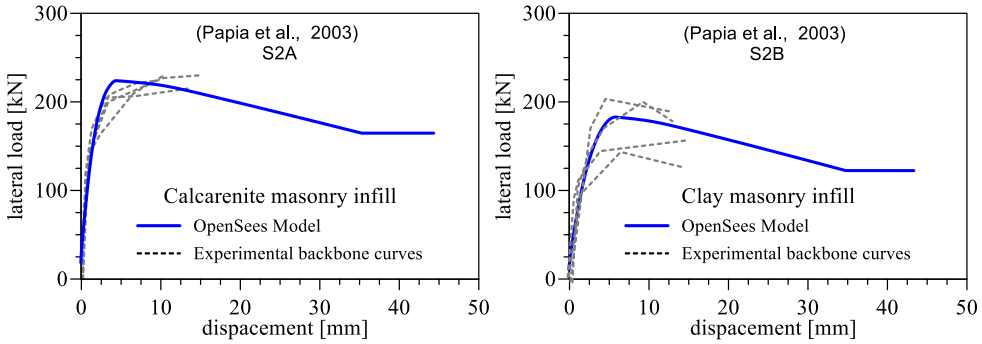


Figura 2.15: : Confronto delle curve sperimentali dei campioni di Papia et al. (2003) e della pushover del modello OpenSees dopo la calibrazione

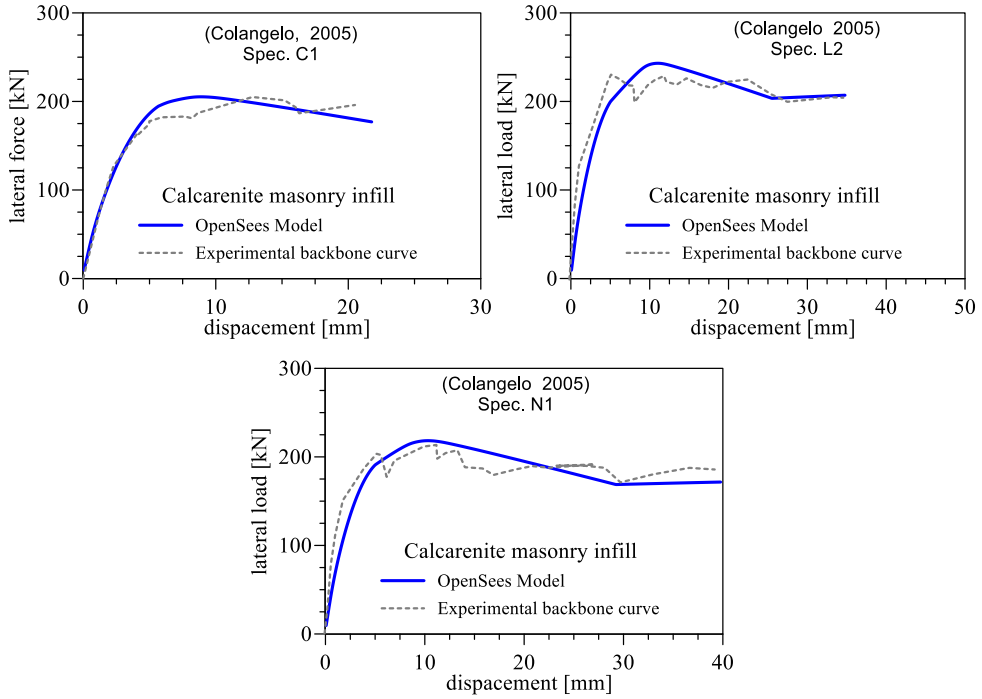


Figura 2.16: : Confronto delle curve sperimentali dei campioni di Colangelo (2005) e della pushover del modello OpenSees dopo la calibrazione

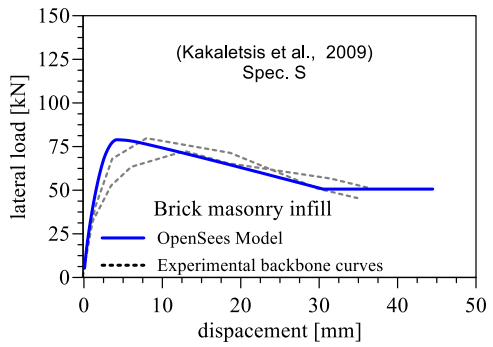


Figura 2.17: : Confronto delle curve sperimentali dei campioni di Kakaletsis et al. (2009) e della pushover del modello OpenSees dopo la calibrazione

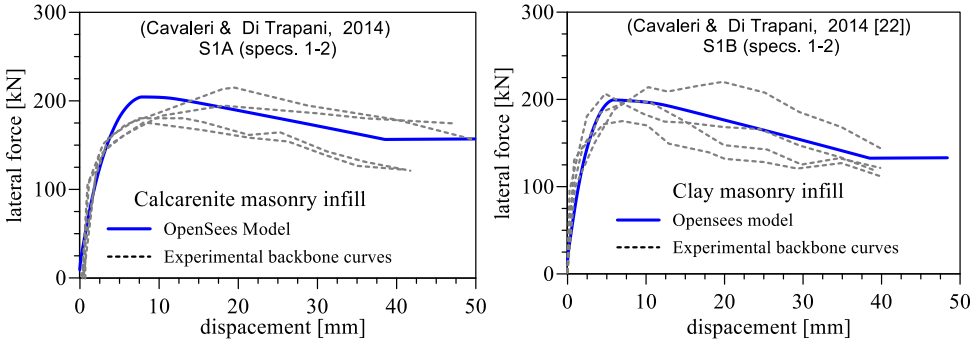


Figura 2.18: : Confronto delle curve sperimentali dei campioni di Cavaleri and Di Trapani (2014) e della pushover del modello OpenSees dopo la calibrazione

2.4.4 Correlazioni sperimentali del modello FEM

Per aumentare il numero di dati a disposizione, la stessa procedura di calibrazione è stata ripetuta con i risultati di un modello FE dettagliato, eseguendo le simulazioni numeriche fino ad arrivare ad una corrispondenza con le curve sperimentali.

Il modello FE non lineare è stato realizzato mediante ATENA 2D, imponendo i carichi verticali nella parte superiore delle colonne ed uno spostamento laterale imposto incrementato fino ad un valore prescritto (**Fig. 2.19**). Si riporta la tabella con i valori calibrati per il modello FE.

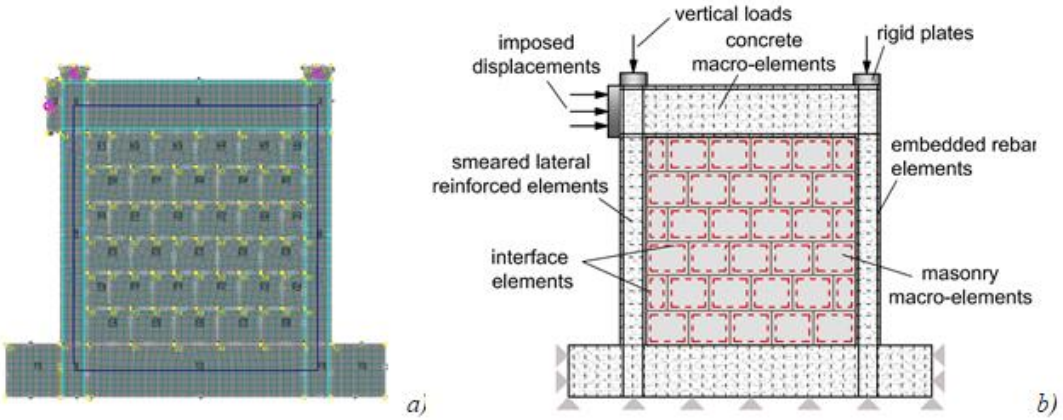


Figura 2.19: Definizione del modello FE del campione S1B (Cavaleri and Di Trapani, 2014): a) Modello FE ATENA 2D; b) Schema del modello

Concrete				
Compressive strength f_c	Tensile strength f_t	Softening coefficient	Ultimate tensile strain	Shear retention factor
[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
25	0.25	0.20	0.001	0.20
Masonry				
Compressive strength f_{cm}	Tensile strength f_{vm}	Softening coefficient	Ultimate tensile strain	Shear retention factor
[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
8.66	1.07	0.20	0.001	0.15
Interface				
Normal stiffness K_{nn}	Tangential stiffness K_{tt}	Tensile strength f_t	Cohesion c	Friction Coefficient μ
[MN/m]	[MN/m]	[MPa]	[-]	[-]
4000000	400000	0.4	1.0	0.7

Tabella 2.1: Parametri meccanici del modello FE

Dalla **Figura 2.20** si nota un'ottima corrispondenza in termini di meccanismo di collasso, in quanto confrontando i percorsi di crack che si sviluppano nella tamponatura e nel telaio, si riscontra l'affidabilità del modello FE, essendo i risultati comparabili a quelli sperimentali. Si evidenzia lo scorrimento del giunto di malta come meccanismo di danno dominante, e fessure diagonali che coinvolgono l'unità di muratura.

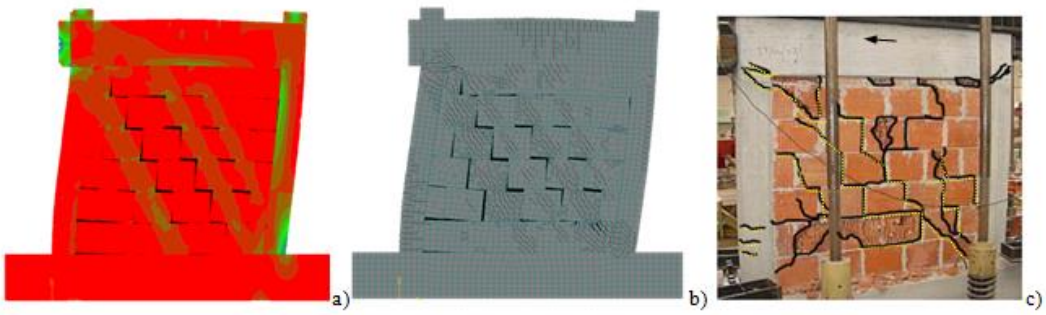


Figura 2.20: Confronto simulazione FEM e test sperimentali: a) Distribuzione tensioni Von Mises; b) Percorso del crack del modello FE; c) Reale percorso del crack del campione S1B (Cavaleri and Di Trapani, 2014)

Facendo variare le proprietà meccaniche del materiale si arriva alla calibrazione del modello agli elementi finiti, la cui curva di pushover si accosta bene alle curve sperimentali del campione (**Fig. 2.21**).

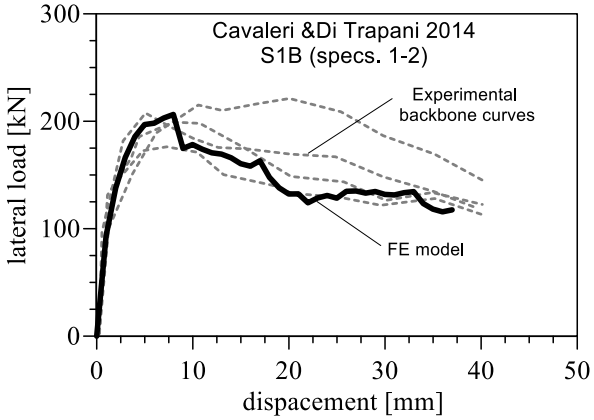


Figura 2.21: Curve sperimentali del campione S1B (Cavaleri and Di Trapani, 2014) e curva del modello FE dopo la calibrazione

2.4.5 Validazione del modello FEM

Tali relazioni matematiche sono state validate mediante test sperimentali (**Fig.2.22**).

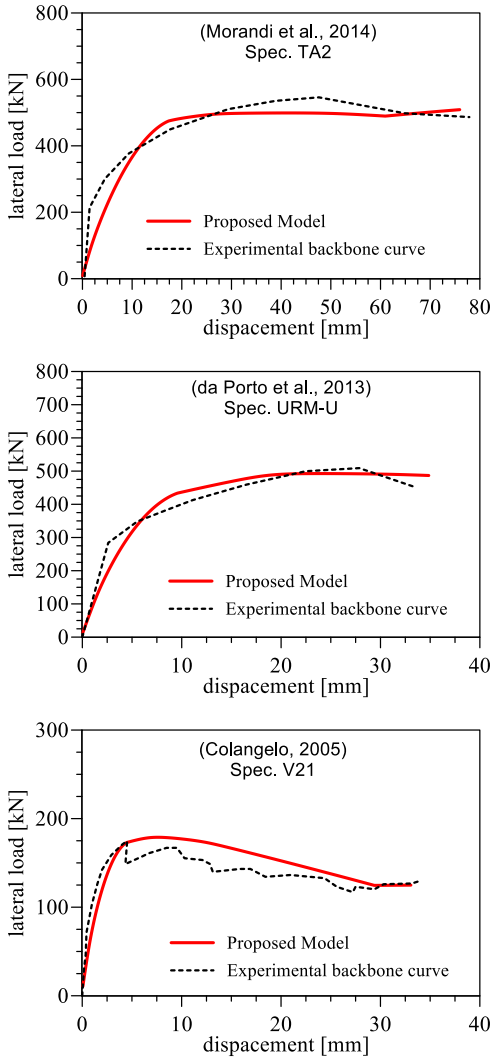


Figura 2.22: Test di validazione del modello confrontato con i test sperimentali: a) campione TA2 (Morandi et al.,2014); b) campione URM-U (Porto et al., 2013); c) campione V21 (Colangelo, 2005)

3 DEFINIZIONE E PROGETTO DEGLI EDIFICI STUDIO

Ai fini di valutare la robustezza strutturale di edifici presentati con le norme tecniche correnti, e come questa sia influenzata dalla presenza di tamponamenti in muratura, sono stati progettati due tipologie di edifici in calcestruzzo armato aventi cinque elevazioni fuori terra e una forma regolare sia in pianta che in elevazione.

La differenza sostanziale tra le due tipologie di fabbricati è la dimensione delle campate centrali e laterali che formano rapporti luce/altezza differenti tra le maglie strutturali.

Le piante dei fabbricati sono riportate in **figura 3.1-3.2,** nelle quali si evidenziano in rosso le campate del telaio analizzato.

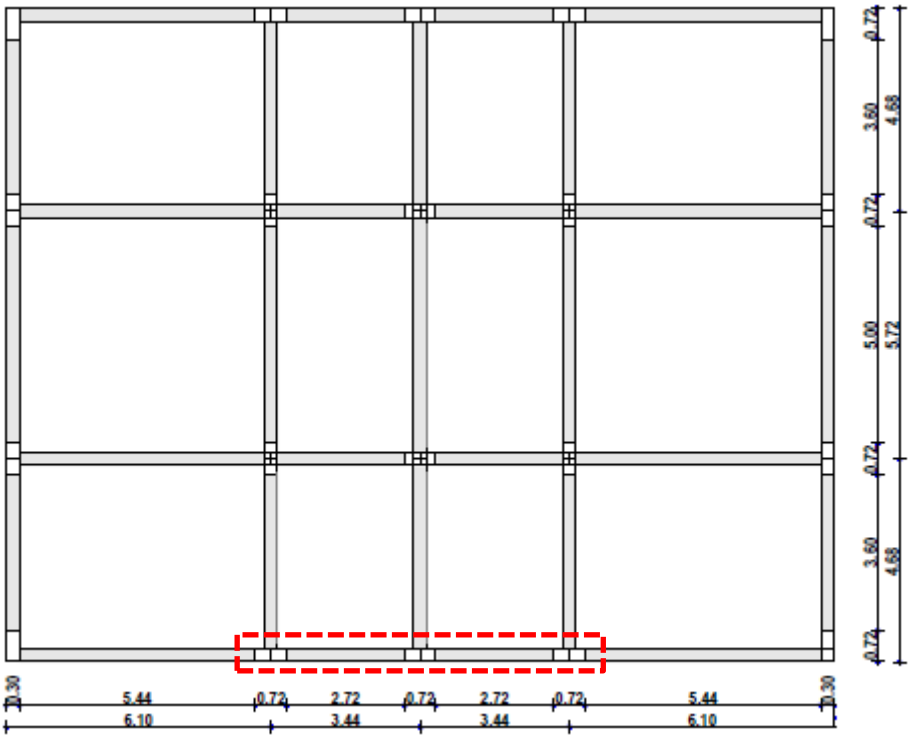


Figura 3.1: Pianta del fabbricato (scala 1:200) – Tipologia A

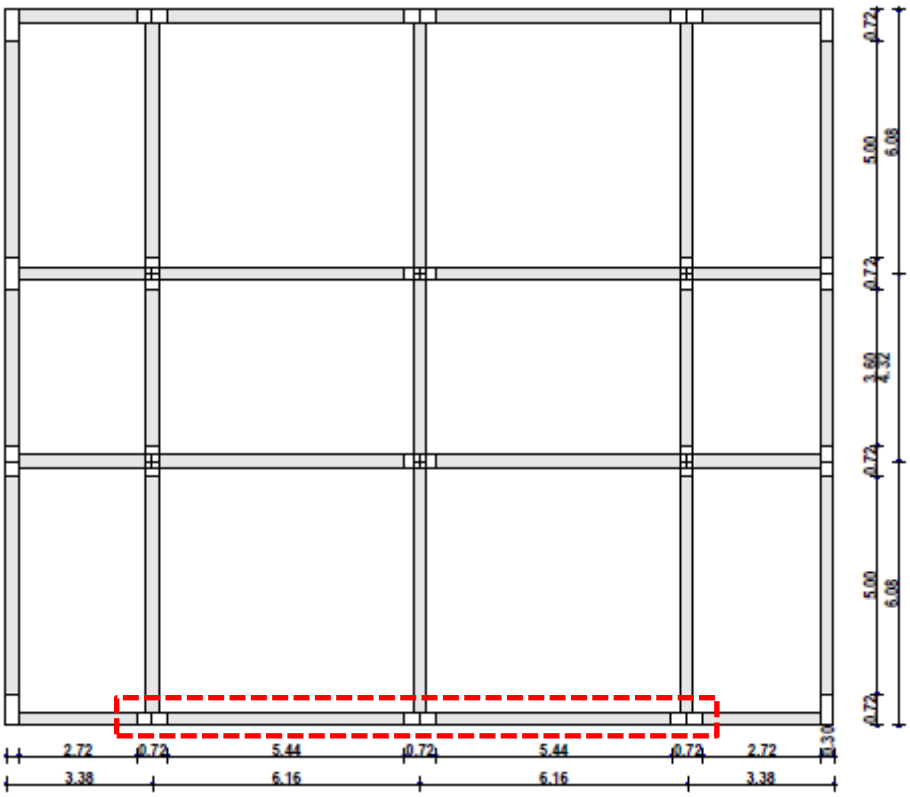


Figura 3.2: Pianta del fabbricato (scala 1:200) – Tipologia B

La **tabella 3.1** illustra le tipologie di edifici progettati.

Tipologia edificio		l/h	w/t	Dettagli sismici
A	A_1	1	1.67	sì
	A_2	1	1.67	no
B	B_1	2	1.67	sì
	B_2	2	1.67	no
	B_3	2	0.2	no
	B_4	2	0.43	no
	B_5	2	0.8	no

Tabella 3.1: Tipologie di edifici progettati

Ai fini delle analisi di robustezza, sono analizzati i due telai esterni delle due tipologie di edificio, e sono riportati in **figura 3.3-3.4**, dove si evidenzia in rosso il telaio considerato nella successiva modellazione.

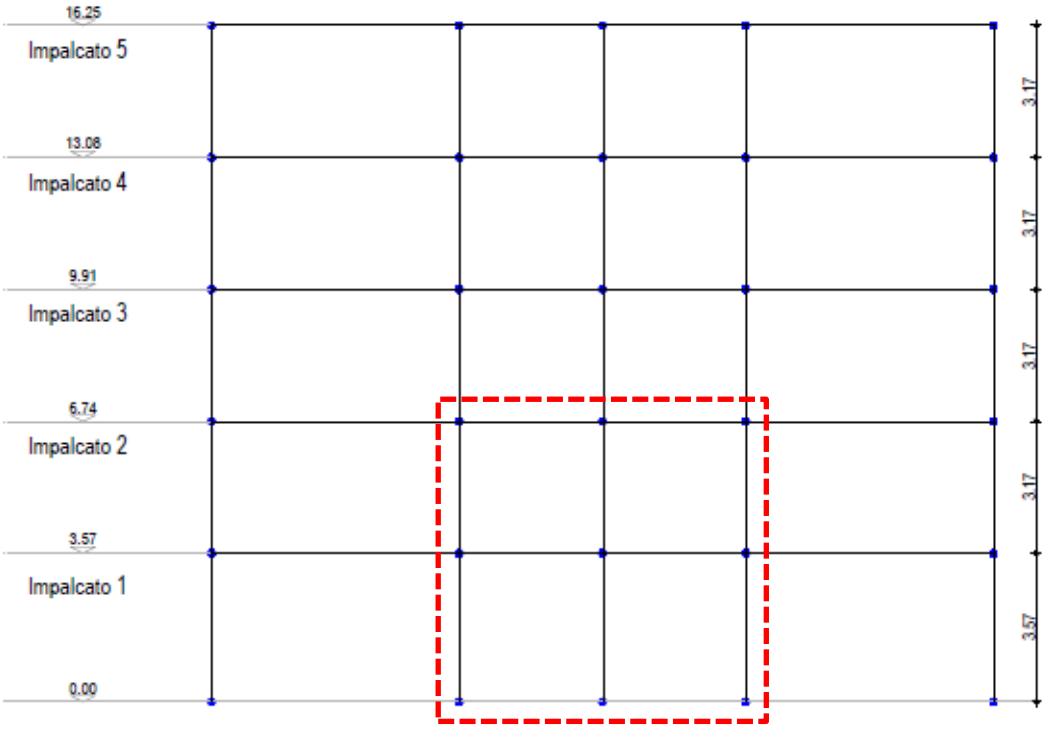


Figura 3.3: Telaio esterno dell'edificio (scala 1:200) – Tipologia A

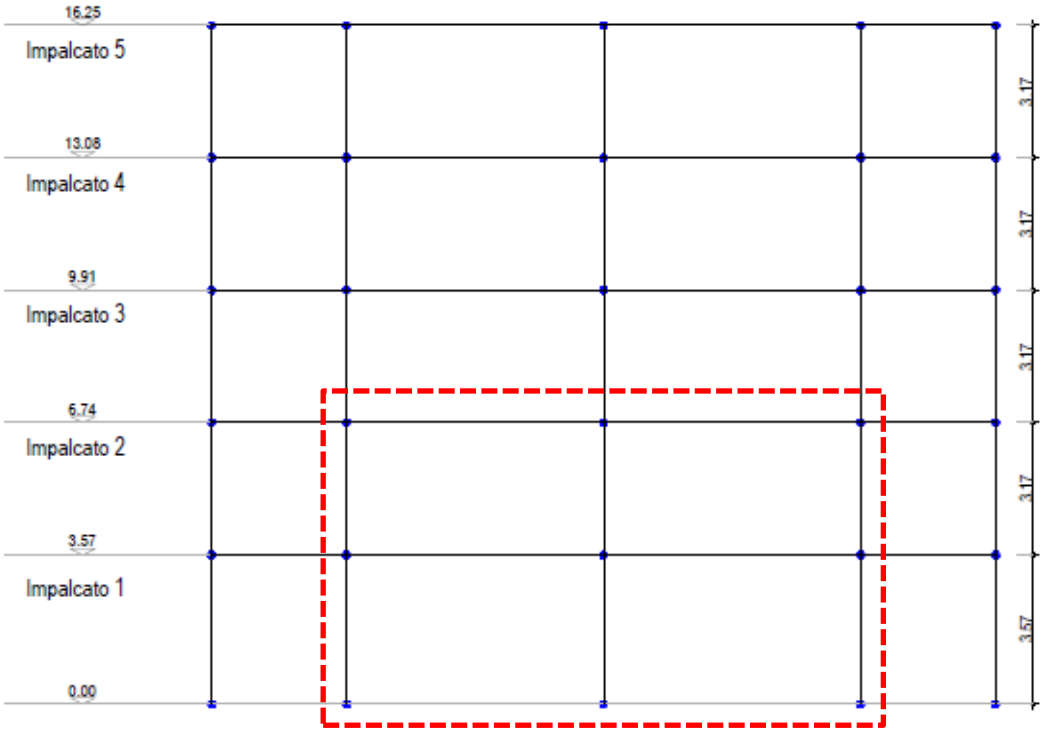


Figura 3.4: Telaio esterno dell'edifico (scala 1:200) – Tipologia B

Il progetto dei fabbricati è stato eseguito mediante il software Edilus-CA.

3.1 Descrizione generale delle strutture

Gli edifici sono stati supposti ad uso residenziale, e situati nell'area urbana della città di Palermo, (a 14 m s.l.m.) in zona sismica 2, corrispondente ad una pericolosità media nel verificarsi dei terremoti.

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

La definizione degli spettri di risposta per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche ha previsto la valutazione dei seguenti parametri:

- ✓ Coordinate geografiche del sito:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
38° 11' 21"	13° 33' 66"	14

Tabella 3.2: Coordinate geografiche del sito

- ✓ Vita nominale: $V_N = 50$ anni (Tabella 2.4.I D.M.)
- ✓ Classe d'uso II: $C_u = 1$ (Tabella 2.4.II D.M.)
- ✓ Periodo di riferimento dell'azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 1 = 50$ anni
- ✓ Periodi di ritorno ai vari stati limite: $T_R = \frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$

Stato Limite	P_{VR}	T_R
	[%]	[anni]
SLO	81	30
SLD	63	50
SLV	10	475
SLC	5	975

Tabella 3.3: Stati limite e periodi di ritorno

Figura 3.5: Individuazione della pericolosità del sito (Spettri NTC – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici)

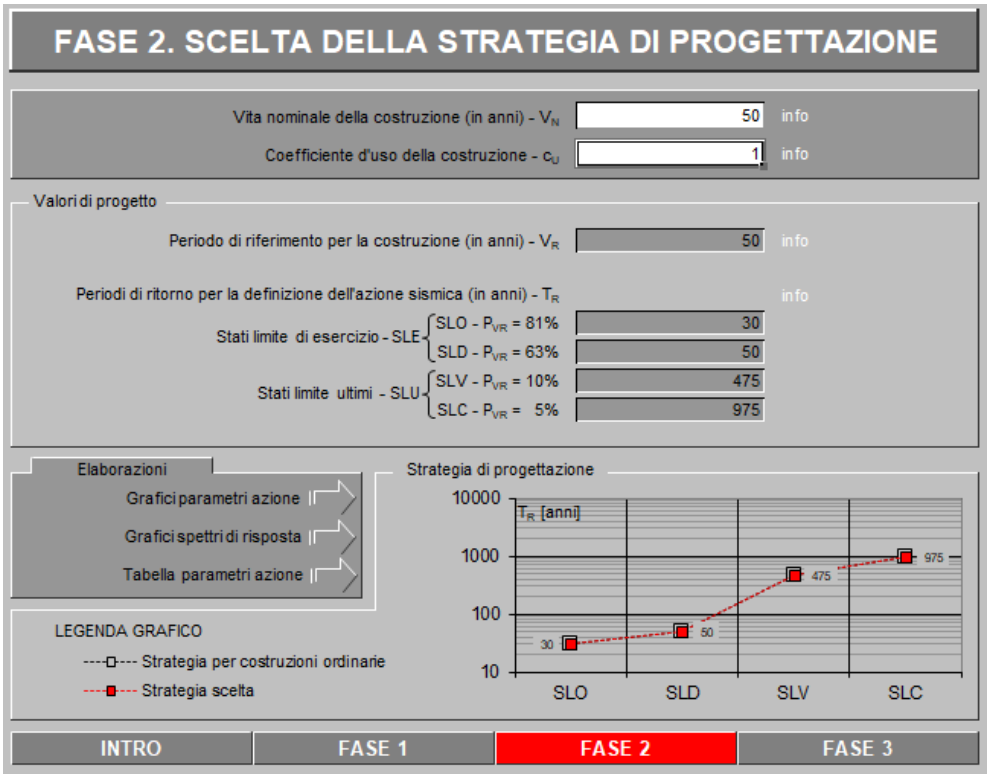


Figura 3.6: Scelta della strategia di progettazione (Spettri NTC – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici)

È necessario identificare la categoria di sottosuolo, funzione dei valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Dalla Tabella 3.2.II D.M. è stato supposto un terreno di categoria A, corrispondente a "Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m".

- ✓ Coefficiente di amplificazione stratigrafica: → $S_S = 1$ (Tabella 3.2 V D.M.)
- ✓ Coefficiente di amplificazione topografica: → $S_T = 1$ (Tabella 3.2 VI D.M.)
- ✓ Coefficiente di amplificazione S: → $S = Ss \cdot ST = 1$
- ✓ Coefficiente C_c: → $C_c = 1$ (Tabella 3.2 V D.M.)
- ✓ Fattore di struttura: → $q = 3.9$

Nella fase di progettazione di un fabbricato, si richiede che la struttura sia in grado di sviluppare un comportamento dissipativo, in modo tale che tali zone riescano a plasticizzare e ad assorbire energia durante i cicli di isteresi.
Si distinguono due Classi di duttilità, CD"A" e CD"B, corrispondenti una duttilità alta e bassa; nel caso in esame si è fatto riferimento alla seconda. La differenza tra le due classi risiede nella entità della capacità di plasticizzazione, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile facendo ricorso alla gerarchia delle resistenze e al capacity design.
Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati, e prende in conto le non linearità del materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_r \tag{3.1}$$

Dove:

- q_o 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 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.

Tipologia	q_o	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3{,}0\alpha_u/\alpha_1$	$4{,}5\ \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4{,}0\ \alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Tabella 3.4: Valori di q_0 (7.4.1 D.M.)

Si considera una struttura a telaio, nelle quali la resistenza alle azioni, sia verticali che orizzontali, è affidata principalmente a telai spaziali, aventi rigidezza alla base > 65 % della resistenza a taglio totale.

- K_r è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari.

Per strutture a telaio regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1:

- strutture a telaio di un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}3$

Essendo l'edificio in calcestruzzo armato con 5 piani, si considera il fattore di struttura:

$$q = q_0 \cdot K_r = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot 1 = 3 \cdot 1.3 \cdot 1 = 3.9 \tag{3.2}$$

Considerando un coefficiente di smorzamento del 5% ed i parametri precedentemente analizzati, si ricava lo spettro di progetto per lo stato limite di danno SLD e lo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Nell'analisi dello spettro SLD, si prende il coefficiente q_0 pari ad 1, corrispondente a una assenza di riserva di duttilità. Viene di seguito riportato lo spettro NTC, in cui la curva di riferimento risulta quella rossa.

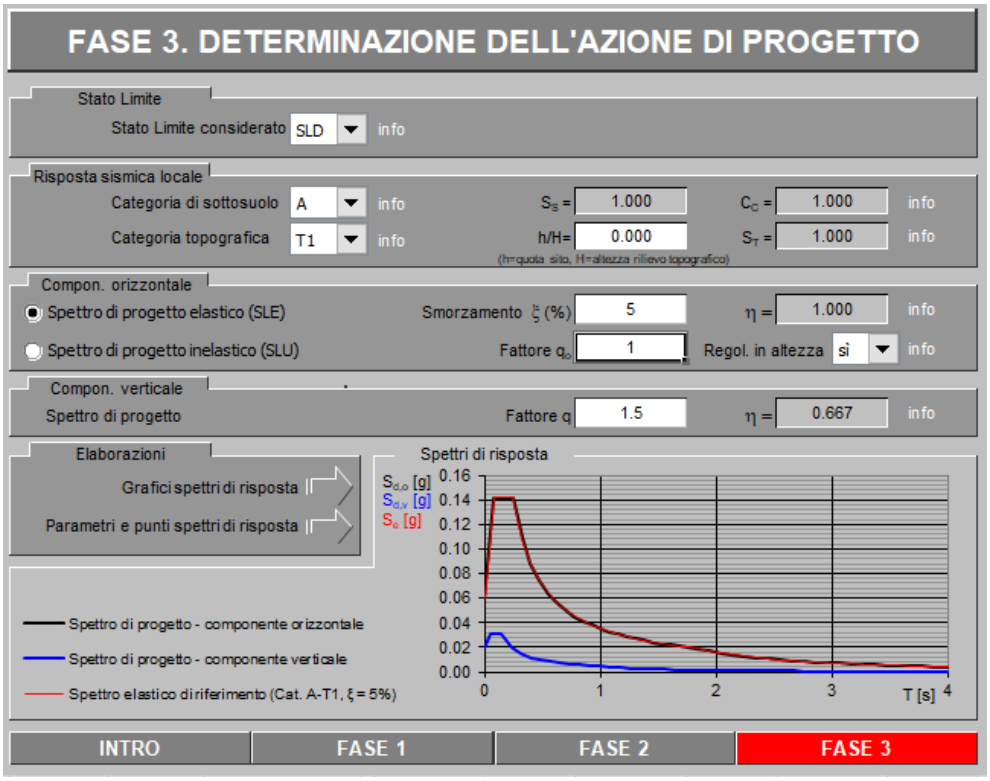


Figura 3.7: Determinazione dell'azione di progetto – Spettro SLD (Spettri NTC – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici)

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.061 g
F_o	2.336
T_C^*	0.249 s
S_S	1.000
C_C	1.000
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.000
η	1.000
T_B	0.083 s
T_C	0.249 s
T_D	1.843 s

Tabella 3.5: Parametri spettro SLD

Nell'analisi dello spettro SLV, si prende il coefficiente q pari a 3.9. Viene di seguito riportato lo spettro NTC, in cui la curva di riferimento risulta quella nera.

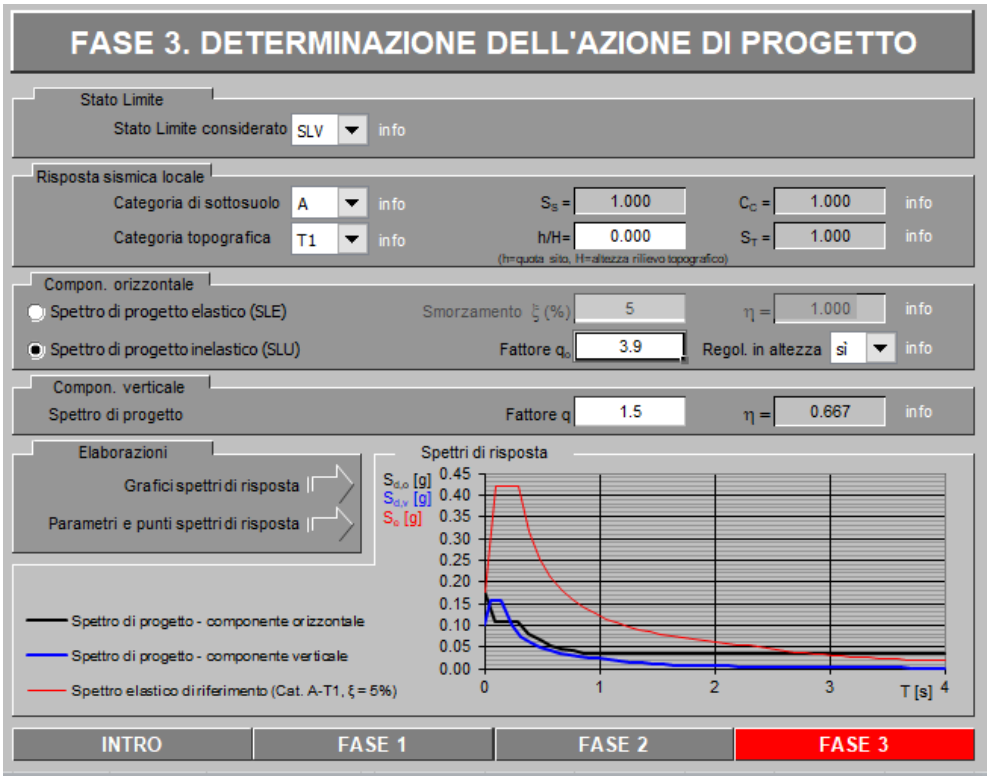


Figura 3.8: Determinazione dell'azione di progetto – Spettro SLV (Spettri NTC – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici)

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.176 g
F_o	2.377
T_C^*	0.290 s
S_S	1.000
C_C	1.000
S_T	1.000
q	3.900

Parametri dipendenti

S	1.000
η	0.256
T_B	0.097 s
T_C	0.290 s
T_D	2.306 s

Tabella 3.6: Parametri spettro SLV

Le costruzioni presentano cinque elevazioni fuori terra, giungendo ad una quota di 16,25 m, misurata dal piano di campagna alla linea di gronda della copertura, con l'interpiano della prima elevazione 40 cm più elevato dei restanti.
La struttura in calcestruzzo armato è intelaiata a maglie chiuse e disposte in entrambe le direzioni principali dell'edificio.
Le travi presentano sezioni di forma rettangolare fuori spessore; anche i pilastri presentano sezione rettangolare. La fondazione è realizzata mediante una platea, di spessore pari a 50 cm.
I solai di interpiano e di copertura sono in latero-cemento, dello spessore 16+4, con travetti portanti in calcestruzzo armato e blocchi interposti di alleggerimento in laterizio.
Le tamponature sono realizzate con blocchi forati POROTON® 700 di laterizio liscio 32x30x27 cm con larghezza di 30 per uno spessore di 35 cm del pacchetto finale, comprensivo di intonaco interno ed esterno.
La struttura non presenta elementi strutturali con la specifica funzione di controventi.
L'analisi strutturale dei fabbricati è eseguita mediante modelli tridimensionali, realizzati con l'ausilio del software Edilus-CA, con riferimento alla normativa NTC08 (D.M 14 gennaio 2008) e agli Eurocodici.
Oltre ad una modellazione della struttura ed il calcolo FEM, il codice di calcolo permette di ottenere come output un'analisi grafica dei risultati e gli elaborati di progetto comprendenti relazioni e disegni esecutivi, riguardanti le armature degli elementi strutturali dell'edificio (carpenterie dei piani, armature di travi, pilastri, fondazioni e solai).
Per le tipologie di edifici presentati, il calcolo è stato condotto in primo luogo ipotizzando il rispetto della Gerarchia delle Resistenze (Capacity Design), sia per la struttura in elevazione (Flessione Trave/Pilastro e Taglio su Trave e Pilastro) che per la struttura di fondazione, come previsto dalle NTC, per ogni tipo edificio e anche il rispetto delle limitazioni di armatura previste dalla normativa. La stessa analisi è stata successivamente eseguita seguendo la verifica della gerarchia delle resistenze e dei dettagli sismici.

Le strutture sono schematizzate con elementi resistenti a telaio orditi nelle due direzioni principali, connessi dai solai che fungono da diaframmi orizzontali. I diaframmi sono considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

I carichi gravitazionali sono assegnati direttamente ai solai. Questi ultimi sono definiti in maniera tale da scaricare le azioni unidirezionalmente su due travi contrapposte, in funzione dell'orditura scelta. I carichi dovuti alle tamponature sono assegnati come carichi lineari sulle travi su cui essi insistono. Gli elementi del telaio presentano le seguenti dimensioni:

- Pilastri: 30 x 72 cm;
- Travi: 30 x 50 cm;

In seguito si riportano i modelli 3D analizzati (**Fig. 3.9-3.10**).

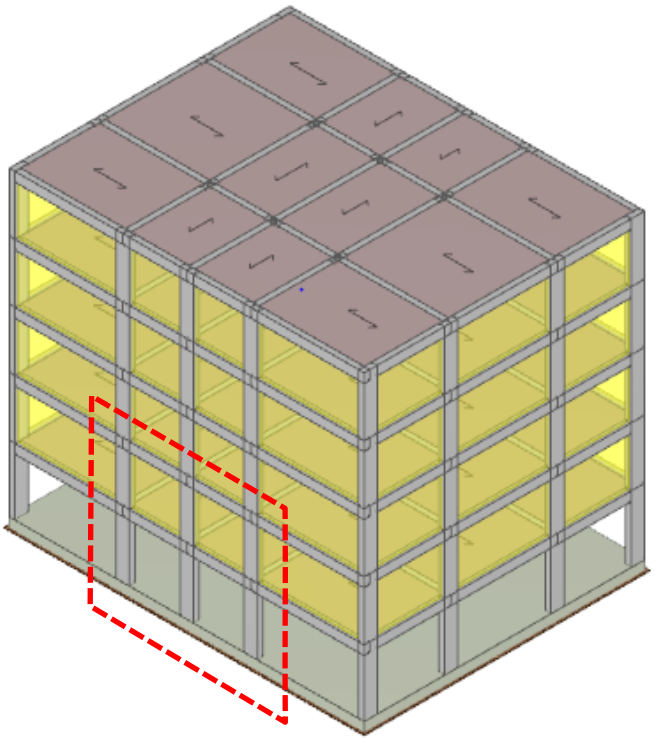


Figura 3.9: Modello di calcolo Edilus (campata 3,44 metri) – Tipologia A

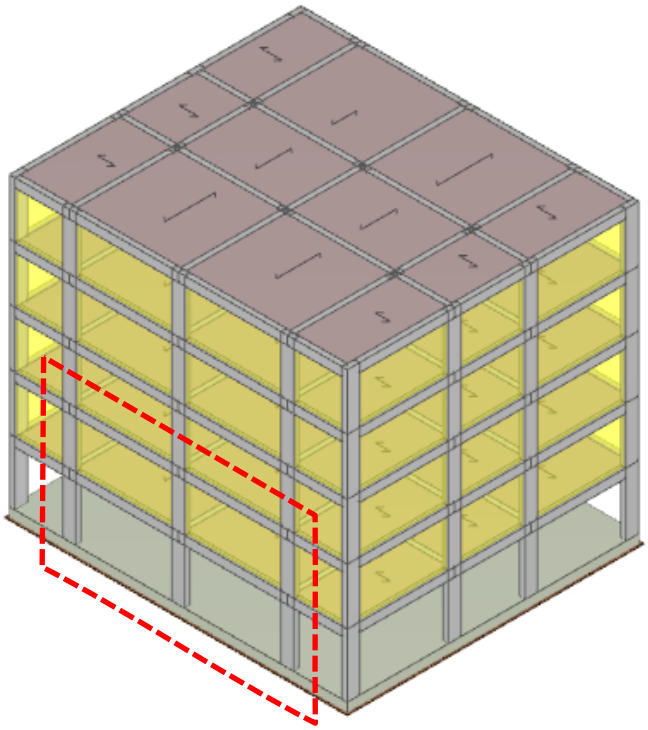


Figura 3.10: Modello di calcolo Edilus (campata 6,16 metri) – Tipologia B

Nell'Appendice A sono riportate le sezioni ed il quantitativo di armatura derivanti dalla fase di progettazione. Di seguito si riportano l'analisi dei carichi (**Tabella 3.7-3.11**).

Strato	Spessore	Peso unitario	Carico
	[m]	[kN/m^3]	[kN/m^2]
Soletta collaborante in c.a	0.04	25.00	1.00
Nervature in c.a	0.16 interasse 0.5 m	25.00	0.80
Laterizio di alleggerimento	0.16 interasse 0.5 m	11.00	1.41
			3.21

Tabella 3.7: Peso permanente strutturale

Strato	Spessore	Peso unitario	Carico
	[m]	[kN/m^3]	[kN/m^2]
Massetto	0.05	16.00	0.80
Malta	0.02	21.00	0.42
Intonaco	0.02	20.00	0.40
Pavimentazione			0.20
Divisori interni			2.00
			3.82

Tabella 3.8: Peso permanente non strutturale (portato) – Solaio di interpiano

Strato	Spessore	Peso unitario	Carico
	[m]	[kN/m^3]	[kN/m^2]
Massetto	0.05	16.00	0.80
Malta	0.02	21.00	0.42
Intonaco	0.02	20.00	0.40
			1.62

Tabella 3.9: Peso permanente non strutturale (portato) – Solaio di copertura

Strato	Spessore	Peso unitario	Carico
	[m]	[kN/m^3]	[kN/m^2]
Laterizio	0.30	11.00	3.30
Intonaco interno	0.02	20.00	0.40
Intonaco esterno	0.03	20.00	0.60
			4.30

Tabella 3.10: Peso permanente non strutturale (portato) – Parete perimetrale

Categora A: Ambienti ad uso residenziale	**2.00**	[kN/m^2]
Categoria H: Coperture	**0.50**	[kN/m^2]
Carico neve	**0.48**	[kN/m^2]

Tabella 3.11: Carichi variabili

Il fabbricato con travi a spessore è stato ipotizzato non rispettare i dettagli sismici e la gerarchia delle resistenze, in maniera tale da essere rappresentativo di una concezione strutturale priva di regole per il capacity design.

Gli elementi del telaio presentano le seguenti dimensioni:

- Pilastri: 30 x 72 cm;
- Travi: 20 x 100 cm;

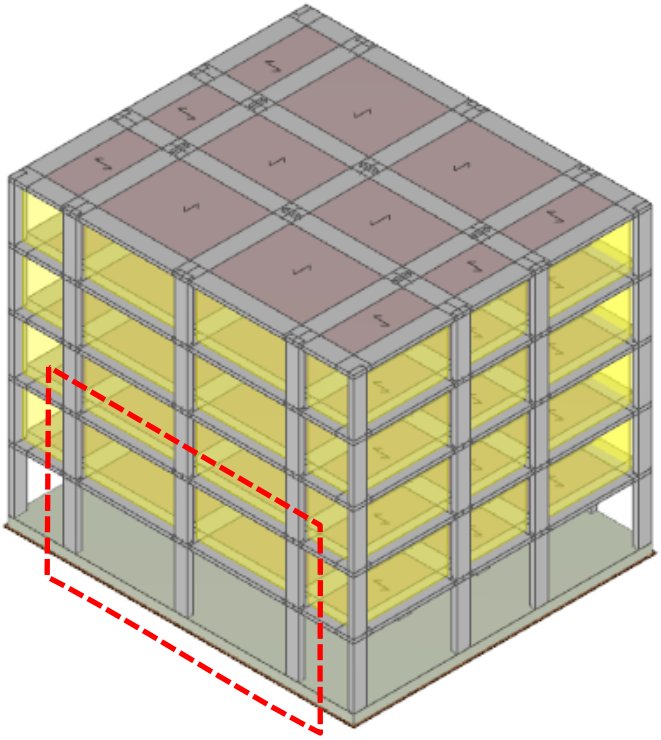


Figura 3.11: Modello di calcolo Edilus con travi a spessore 20x100 -Tipologia B

Nell'Appendice A sono riportate le sezioni ed il quantitativo di armatura derivanti dalla fase di progettazione. Al fine di valutare l'influenza della variazione dell'altezza della trave sulla resistenza del telaio, si progettano ulteriori due edifici con caratteristiche uguali a quelli precedenti aventi una differente sezione delle travi.

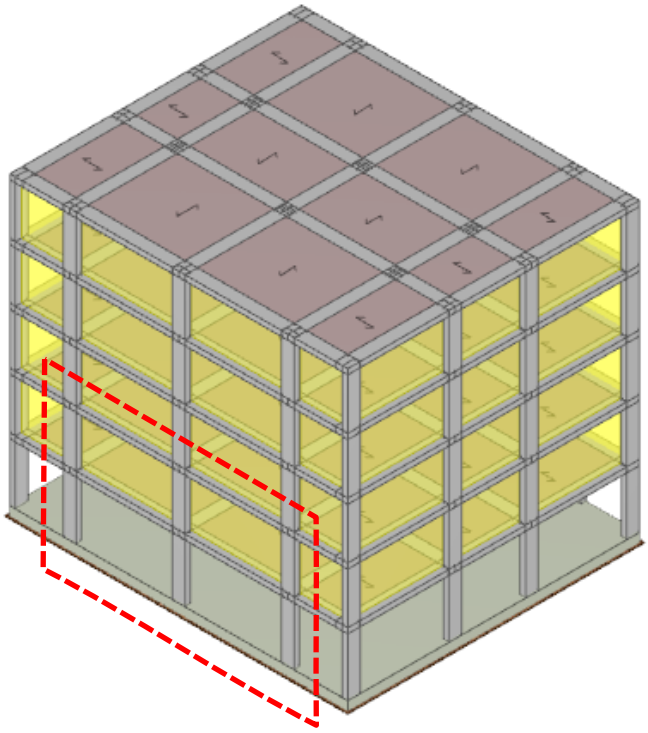


Figura 3.12: Modello di calcolo Edilus con travi di sezione 30x70 – Tipologia B

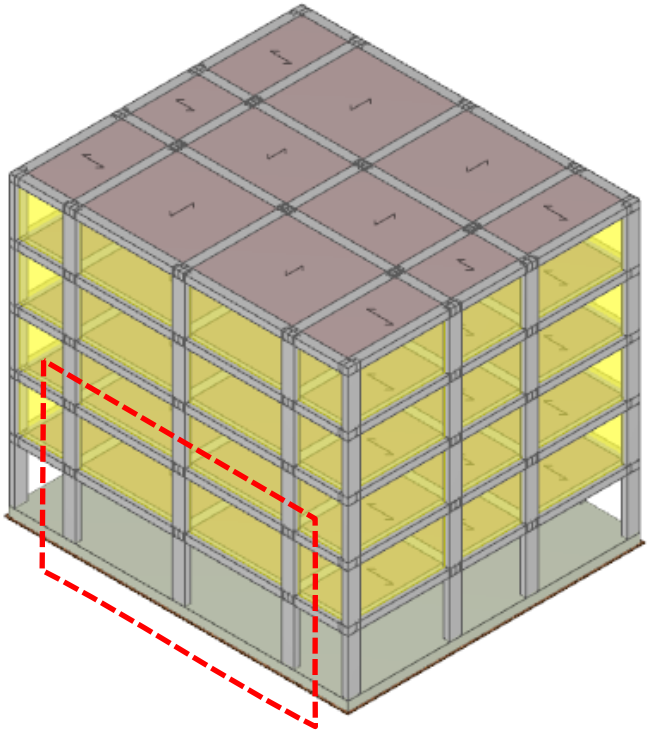


Figura 3.13: Modello di calcolo Edilus con travi di sezione 40x50 – Tipologia B

4 PUSHDOWN TEST DI TELAI IN C.A. CON E SENZA TAMPONATURA MEDIANTE ATENA 2D

Il fine della tesi è la valutazione dell'influenza della tamponatura sulla robustezza nei confronti della perdita di una colonna centrale del telaio a causa di un evento accidentale.

Lo studio prevede dunque un'analisi in parallelo del medesimo telaio in cemento armato, considerando la presenza o meno della tamponatura in muratura.

Le analisi sono effettuate mediante il software agli elementi finiti ATENA 2D, che consente di considerare la non linearità meccanica e geometrica dei materiali.

Le analisi sono svolte eseguendo uno spostamento verticale imposto alla sommità della colonna centrale, e andando a misurare, mediante due punti di monitoraggio, il valore di carico verticale risultante. Tale grafico, detto pushdown test, fornisce la capacità resistente del sistema al variare dello spostamento imposto.

Nella **figura 4.1** si riporta il risultato atteso del pushdown test, in cui il secondo tratto ascendente corrisponde all'innescarsi del fenomeno di catenaria, raggiungendo una nuova configurazione di equilibrio.

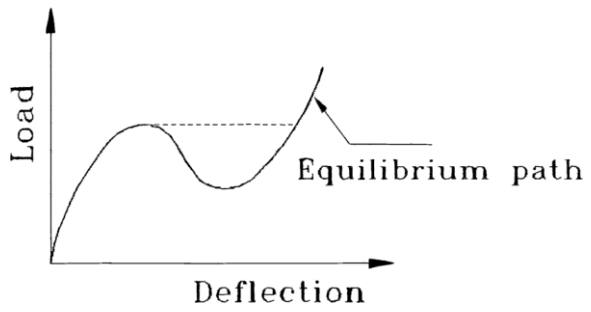


Figura 4.1: Risultato atteso del pushdown test

L'aspetto importante che si verifica durante l'incremento di spostamento verticale derivante dalla perdita improvvisa di un pilastro, è il graduale passaggio della forza assiale delle travi da una prima fase di compressione ad una successiva di trazione a seguito di grandi rotazioni e spostamenti (**Fig. 4.2**).

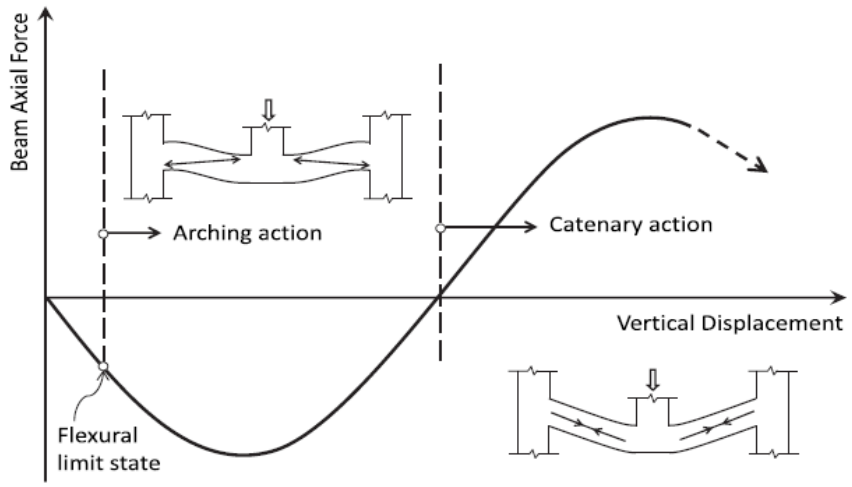


Figura 4.2: Evoluzione della forza assiale durante il meccanismo di collasso

Dopo una prima fase in cui si giunge allo snervamento delle barre di armatura ed inizia la formazione di alcune cerniere plastiche, si innesca il meccanismo ad arco generando una spinta sulle travi, che sono soggette ai carichi esterni; tale sforzo normale fornisce alla struttura un'ulteriore resistenza (**Fig 4.3**).

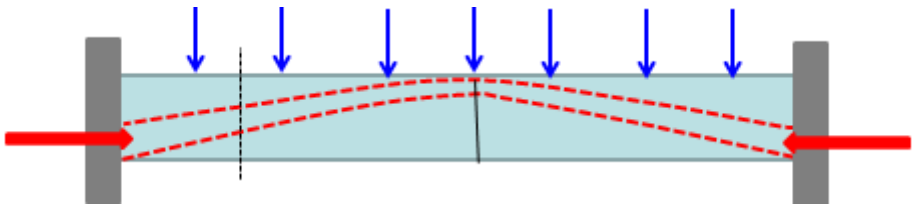


Figura 4.3: Meccanismo ad arco

A seguito dell'aumento degli spostamenti verticali, la non linearità geometrica necessita di un allungamento dell'elemento trave, al cui interno si sviluppa una forza di trazione, innescando perciò il meccanismo di catenaria, con il carico esterno applicato portato principalmente dalle barre di armatura che possono raggiungere l'incrudimento. Dalla **figura 4.4** si nota la massima trazione nelle barre superiori dei

giunti esterni e in quelle inferiori dei giunti interni; la rotazione della trave trasferisce dunque una porzione del carico verticale applicato mediante la componente in tensione delle armature di rinforzo.

Il movimento verso l'esterno della trave è influenzato dall'armatura longitudinale del pilastro, che ne incrementa la rigidezza, quello verso l'interno risente invece delle barre di rinforzo presenti nella trave e della loro resistenza a trazione.

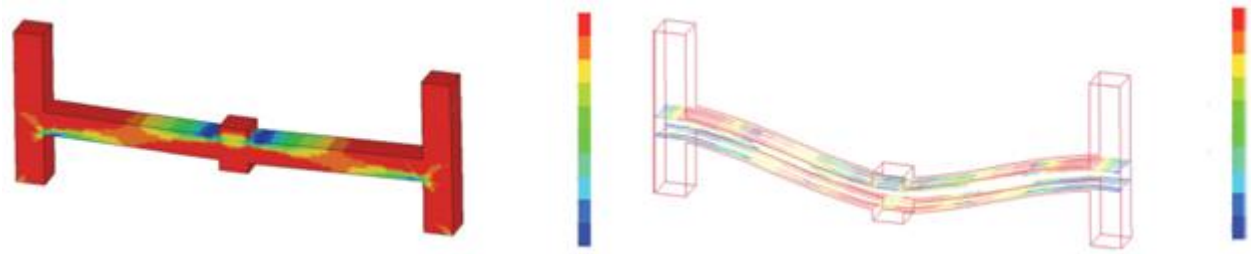


Figura 4.4: Sforzo assiale durante il meccanismo ad arco e la catenaria (rosso-trazione, blu-compressione)

Le barre superiori nella zona della colonna centrale (progettate per essere soggette a uno sforzo di trazione) sono inizialmente in compressione per effetto del momento agente, che si genera dopo la perdita della colonna; a seguito dell'effetto della catenaria passano nuovamente in trazione, dopo una graduale riduzione della fase di compressione.

Il collasso nella fase di catenaria si può verificare a causa della rottura delle barre o della zona di ancoraggio di queste; nel giunto si genera una forza orizzontale trasmessa dalla trave al pilastro che richiede una significativa resistenza a taglio. Con la formazione della catenaria aumenta perciò la forza assiale all'interno della trave e lo sforzo di taglio agente sul giunto esterno.

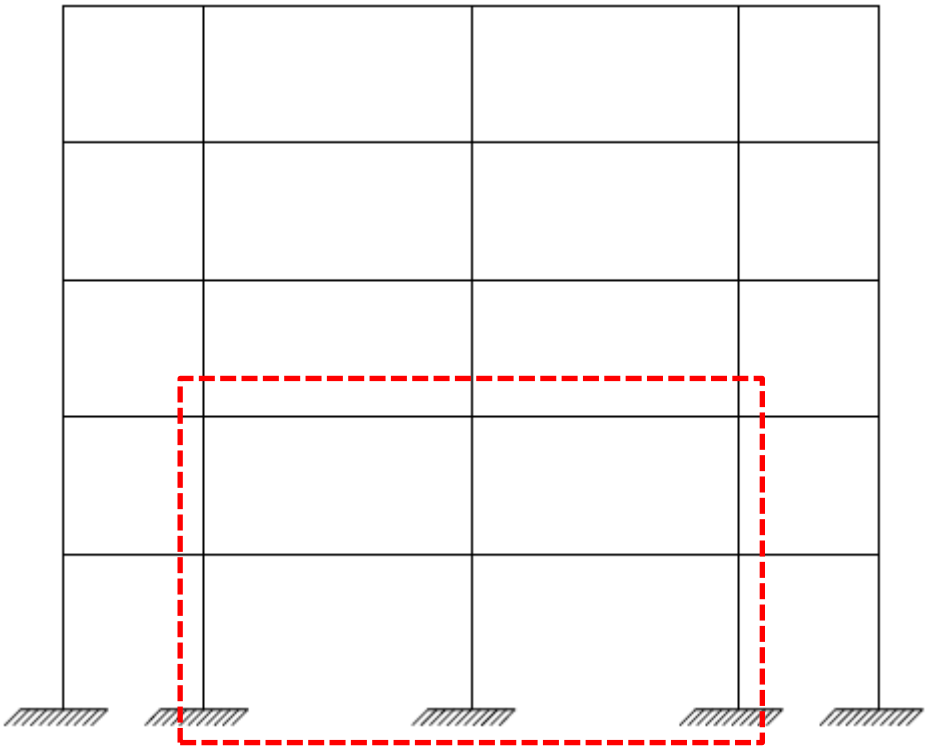


Figura 4.5: Telaio esterno dell'edificio – Tipologia B

Del telaio riportato in **figura 4.5** si considera il sottotelaio compreso nel riquadro in rosso, e si effettua il pushdown test su questo, rimuovendo il pilastro centrale e imponendo un spostamento alla sommità di esso (**Fig 4.6**).

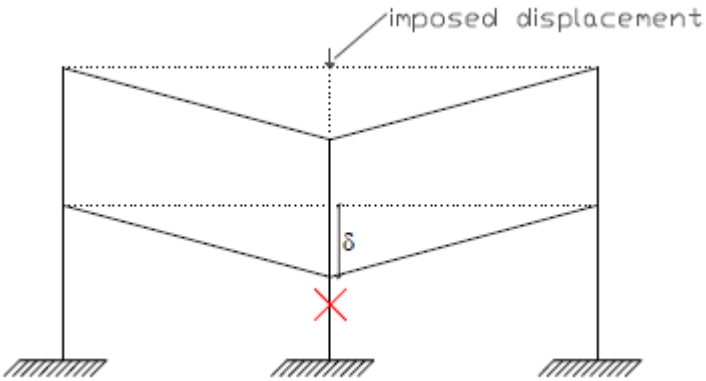


Figura 4.6: Telaio modellato su ATENA 2D

Nel caso in esame si è trascurato l'effetto del solaio in latero-cemento e della trave perpendicolare alla facciata, le quali non soltanto collegano il telaio con la restante struttura ma sono una risorsa in termini di rigidezza e resistenza, in quanto permettono un ulteriore percorso di carico che si può generare in fase di collasso improvviso di una colonna. Nei provini analizzati non si è dunque considerato l'effetto svolto dalla trave secondaria e dal solaio, i quali se tenuti in conto potrebbero aumentare significativamente la capacità di resistenza del campione. D'altro canto l'effetto della tamponatura per una situazione 3D con annesso solaio, potrebbe risultare meno influente.

L'analisi che consente il software ATENA è di tipo statico e per tale ragione si effettua una pushdown senza considerare l'aspetto dinamico, il quale comporterebbe l'applicazione di un carico istantaneo nel punto di rimozione della colonna. Il carico dinamico riproduce la reale natura del collasso progressivo e presenta andamento ciclico oscillando ripetutamente e rendendo possibile il collasso di determinati elementi prima che un nuovo stato di equilibrio sia raggiunto e si sia attuata la ridistribuzione dei carichi.

4.1 Specificità del software ATENA 2D

Il programma ATENA è utilizzato nell'analisi non lineare agli elementi finiti delle strutture in cemento armato. La simulazione del modello permette di analizzare il reale comportamento della struttura, includendo dunque lo snervamento delle barre di armatura e le fessure all'interno del calcestruzzo. La non linearità dei materiali si basa sulla teoria della meccanica della frattura e sulla teoria della plasticità. Presenta avanzati modelli di caratterizzazione del materiale per calcestruzzo, barre da carpenteria, acciaio, muratura e suolo; le proprietà del cls si basano sulle equazioni fornite dal Model Code 2010. È inoltre possibile tener conto del comportamento del materiale alle alte temperature e dell'applicazione di un carico termico sul calcestruzzo, del creep e del ritiro.

L'armatura viene inclusa nel modello mediante barre posizionate singolarmente o diffuse su una determinata lunghezza considerandone la forza di adesione con il cls e la loro eventuale corrosione; il legame tra i materiali viene tenuto in conto mediante le differenti zone di contatto presenti.

È dunque possibile valutare la sicurezza, la durabilità e l'affidabilità delle strutture nuove o esistenti e dei singoli elementi, considerando l'eventuale presenza di difetti o parziali collassi. Nonostante la presenza delle fessure, il programma non presenta problemi ad arrivare ad una soluzione convergente e permette di controllare e verificare istantaneamente il progetto strutturale per mezzo di un ambiente grafico che ne rappresenta la deformata e lo stato di fessurazione.

Il programma presenta due interfacce principali, il pre-processing e il post-processing, quest'ultimo permette all'utente di interagire in tempo reale con l'analisi, anche nel caso non lineare, e di visualizzare la presenza delle fessure all'interno della struttura nei successivi step, la loro propagazione ed inoltre l'eventuale filtraggio al fine di avere una realistica visualizzazione. Discorso analogo viene effettuato per la deformata, la quale può esser considerata ad ogni step o iterazione.

Nel progetto di economiche strutture in cemento armato, ATENA considera automaticamente la ridistribuzione delle forze interne dovute alla propagazione delle fessure portando così un notevole risparmio in termini di armatura; permette inoltre una veloce e sicura verifica delle sezioni critiche in C.A.

4.1.1 Pre-processing

Comporta l'inserimento dei dati di input.

- **Modelli costitutivi dei materiali**

I materiali seguono particolari modelli già implementati nel programma con valori di default presenti e derivanti dal FIB Model Code 90, per quel che riguarda modulo elastico, resistenza a trazione, ecc., e nel caso del calcestruzzo generati dopo l'inserimento del valore di resistenza a compressione del provino cubico.
Tali modelli possono essere applicabili solo a determinati elementi oppure presentare una maggiore versatilità, in ogni caso il programma stesso una volta selezionato l'elemento stabilisce in automatico quale modello sia possibile utilizzare.

– *Constitutive Model SBETA (calcestruzzo e muratura)*

  Il modello viene utilizzato per rappresentare il comportamento del calcestruzzo e della muratura. Richiede la definizione della resistenza cubica del cls e, in funzione di questi si determinano i restanti valori di default seguendo le relazioni del CEB-FIP Model Code 1990. Si basa sulla relazione costitutiva che lega le tensioni *s* e le deformazioni *e* mediante la matrice di elasticità *D,* come espresso nella formula seguente.

$$s = D \cdot e \tag{4.1}$$

  Nel caso del cemento armato la matrice considera entrambe le componenti di calcestruzzo e armatura. Nel caso faccia riferimento ad una sezione di calcestruzzo non fessurato, la matrice *D* si presenta come la matrice di elasticità di un materiale isotropo:

$$D = \frac{E}{1 - v^2} \begin{bmatrix} 1 & v & 0 \\ v & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - v}{2} \end{bmatrix} \tag{4.2}$$

  in cui *E* e *v* rappresentano il modulo di elasticità ed il coefficiente di Poisson.

Per il calcestruzzo fessurato si utilizza la matrice di elasticità dei materiali ortotropici, con componenti principali normali e parallele alla direzione della fessura.

Le componenti di tensione e deformazione sono riportate nelle due seguenti figure (**Fig. 4.7-4.8**).

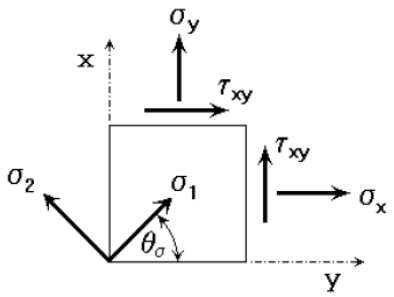


Figura 4.7: Componenti di tensione stato piano

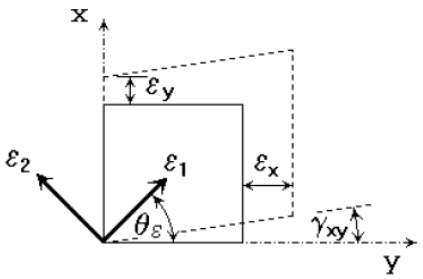


Figura 4.8: Componenti di deformazione stato piano

Gli angoli di tensione principale ϑ_σ e deformazione principale ϑ_ε sono ricavabili dalle due equazioni che seguono.

$$\tan(2\vartheta_\sigma) = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \qquad \tan(2\vartheta_\varepsilon) = \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \tag{4.3}$$

Un materiale isotropo presenta direzioni di tensione e deformazioni coincidenti.

Il comportamento non lineare del calcestruzzo nello stato uniassiale è raffigurato nella **figura 4.9**. L'asse delle ordinate rappresenta la tensione effettiva σ_c^{ef}, l'asse delle ascisse la deformazione uniassiale equivalente ε^{eq}.

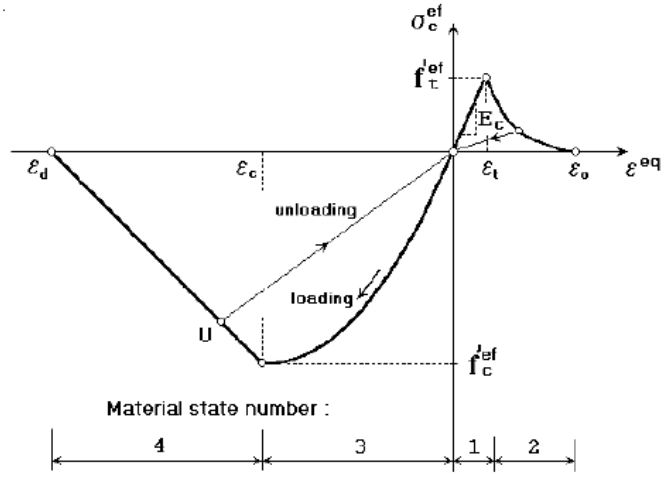


Figura 4.9: Legge uniassiale tensione-deformazione del calcestruzzo

Il modulo elastico secante ha lo scopo di definire lo sforzo ad una determinata deformazione, il modulo tangente consente la definizione della matrice di rigidezza *D*.

I valori di picco dello sforzo di compressione $f_c'^{\,ef}$ e trazione $f_t'^{\,ef}$ sono calcolati in accordo con il criterio di collasso biassiale. Tale legge, formulata da Kupfer et al.(1973), impone sui due assi cartesiani i valori delle tensioni principali del calcestruzzo e dei tratti curvilinei ne viene data una relazione matematica, ottenuta mediante prove sperimentali. Nella zona di compressione-compressione si riscontra un valore superiore alla resistenza f_c' dovuta ad una combinazione delle due azioni principali; nel caso di compressione-trazione si è in presenza di due azioni discordi che determinano un decremento della resistenza (**Fig. 4.10**).

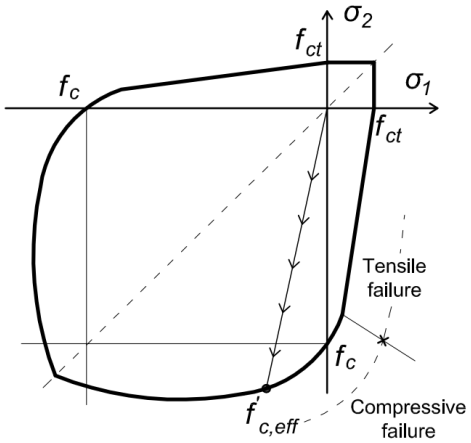


Figura 4.10: Legge biassiale tensione-deformazione del calcestruzzo(Kupfer et al.,1973)

Ritornando alla legge uniassiale, si nota come il tratto di trazione sia caratterizzato da una prima parte elastica con pendenza pari al modulo E_c ed in seguito alla formazione della fessura, segua un successivo ramo il cui comportamento può esser descritto in diversi modi (esponenziale, lineare, softening lineare basato sulle deformazioni).

Nel caso in esame si fa riferimento ad un tratto di softening lineare (**Fig. 4.11**).

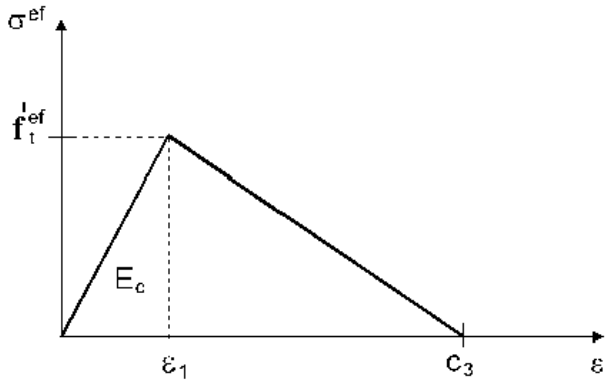


Figura 4.11: Tension Softening lineare funzione delle deformazioni

Il processo di formazione della fessura segue tre stadi, si genera nel punto di picco con successiva propagazione fino al punto finale in cui si verifica rottura e in tale zona continua l'apertura della fessura senza alcuna presenza di stress (**Fig. 4.12**).

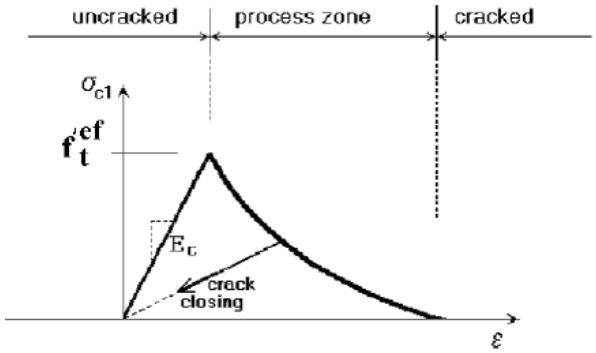


Figura 4.12: Fasi di propagazione della fessura

La fessura può essere rappresentata come fissa o ruotata. Il primo caso prevede che la sua direzione corrisponda a quella della tensione principale nel

momento di formazione della fessura, e tale rimane anche nel caso di successivi carichi. Le componenti di tensione risultano normali e perpendicolari alla superficie di rottura e non coincidenti con le deformazioni a causa dell'ortotropia del calcestruzzo, e da ciò ne nasce una componente di taglio (**Fig. 4.13**).

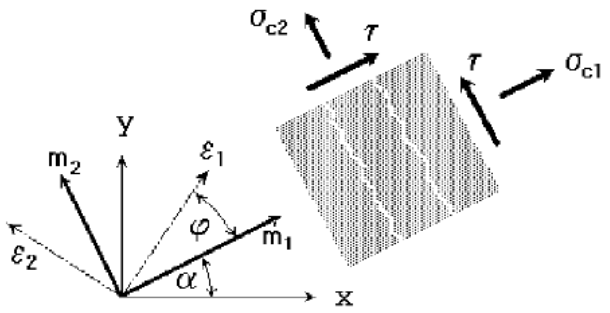


Figura 4.13: Fixed crack model (Cervenka 1985 – Darwin 1974)

Il secondo modello prevede invece la coincidenza delle direzioni delle tensioni e deformazioni senza dunque la presenza del taglio (**Fig. 4.14**).

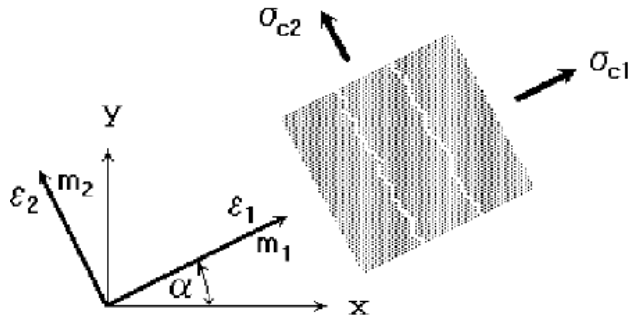


Figura 4.14: Rotated crack model (Vecchio 1986 – Crisfield 1989)

Il comportamento a compressione comporta un passaggio da un tratto curvilineo prima del picco con danneggiamento distribuito ad un successivo tratto di softening di post picco in cui viene localizzato il danno (**Fig. 4.15**). La legge lineare di softening può esser trattata in termini di energia dissipata o deformazione locale.

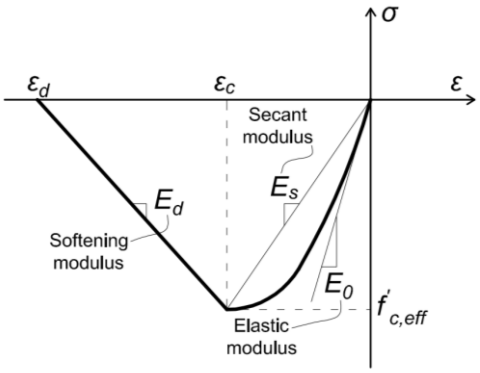


Figura 4.15: Diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo in compressione

La formazione della fessura determina una riduzione della rigidezza a taglio, la quale viene considerata mediante un fattore r_g fisso o variabile con la deformazione, modificando perciò il modulo di elasticità tangenziale G_c del calcestruzzo (**Fig. 4.16**).

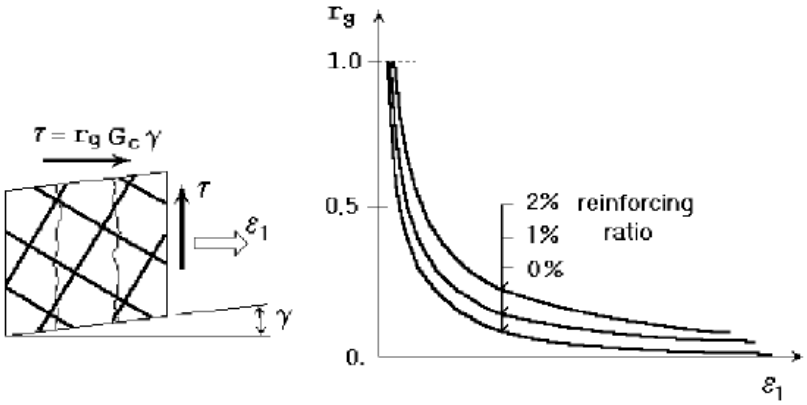


Figura 4.16: Fattore riduzione taglio

– *Materiale Interface 2D (giunti di malta)*

Gestisce le proprietà della superficie di contatto tra due elementi e risulta basato principalmente sul concetto di rigidezza. Il modello relaziona le componenti di stress in direzione normale e di taglio, le quali si legano dalla seguente relazione di attrito derivante dal criterio di Mohr-Coulomb.

$$\tau = c + \sigma\phi \tag{4.4}$$

Dove τ, c, σ, ϕ rappresentano rispettivamente la forza di taglio, la coesione, lo sforzo di compressione all'interfaccia ed il coefficiente di attrito.
Tale relazione viene riportata nella **figura 4.17**.

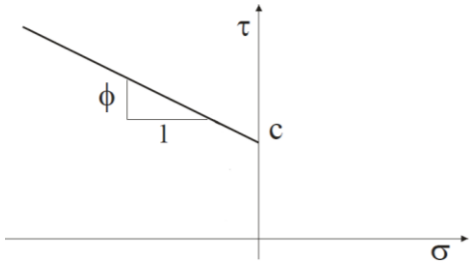


Figura 4.17: Criterio Mohr-Coulomb

A questi parametri si aggiunge inoltre la resistenza a trazione f_t definendo così le reali proprietà fisiche del materiale. Il regime di trazione viene rappresentato mediante un ellissoide con tangente verticale nel punto di intersezione con l'asse di sforzo normale e tangente pari a ϕ nel punto di intersezione con l'asse corrispondente al taglio.
Viene di seguito riportata la figura corrispondente (**Fig. 4.18**).

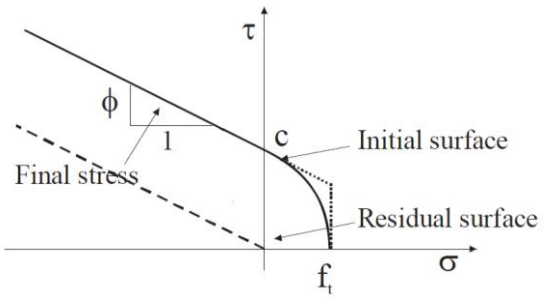


Figura 4.18: Criterio Mohr-Coulomb

Tali valori non possono essere assegnati arbitrariamente, ma devono rispettare le seguenti regole:

$$f_t \leq \frac{c}{\phi} \; ; \; f_t \leq c \tag{4.5}$$

$$c > 0 \; ; \; f_t > 0 \; ; \; \phi > 0 \tag{4.6}$$

Nell'ultima espressione i valori devono essere strettamente maggiori di zero, e nel caso siano da ritenersi nulli viene usato un valore molto piccolo.

È possibile inoltre legare lo sforzo di compressione normale e di taglio con gli spostamenti dell'interfaccia come di seguito raffigurato (**Fig. 4.19-4.20**).

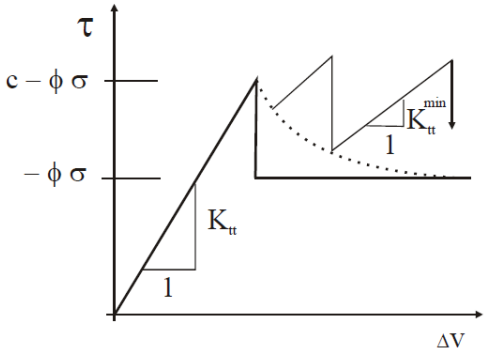


Figura 4.19: Diagramma taglio-scorrimento

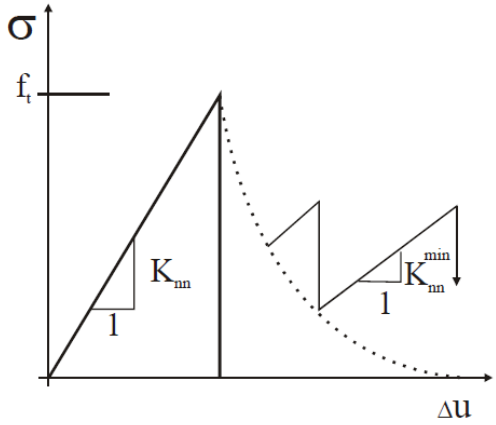


Figura 4.20: Diagramma compressione-dilatazione

In tali figure si notano ulteriori parametri che intervengono nella definizione dell'interfaccia, che hanno principalmente scopo numerico, si tratta di due coefficienti di rigidezza espressi in MPa/m, corrispondenti alla rigidezza normale K_{nn} e a taglio K_{tt}.

Mediante questi coefficienti, presenti nella matrice di rigidezza, è possibile legare gli sforzi di compressione σ e taglio τ con gli spostamenti di apertura Δu e scorrimento Δv nell'interfaccia, come espresso nella relazione seguente.

$$\begin{Bmatrix} \sigma \\ \tau \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & 0 \\ 0 & K_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix} \tag{4.7}$$

Un valore maggiore di rigidezza comporta minori spostamenti, che in caso di forza di compressione possono generare una leggera sovrapposizione delle linee d'interfaccia.

I due valori K rappresentano una rigidezza elastica che nel caso di spessore nullo deve esser impostata come valore elevato ma non eccessivo, al fine di non creare problemi di instabilità; per una stima corretta si fa uso delle seguenti espressioni:

$$K_{nn} = \frac{E}{t} \tag{4.8}$$

$$K_{tt} = \frac{G}{t} \tag{4.9}$$

E, G, t rappresentano il modulo elastico, il modulo di elasticità tangenziale e lo spessore dell'interfaccia.

Dei termini di rigidezza ne viene definito un valore base (K_{nn}, K_{tt}) ed uno minimo (K_{nn}^{min}, K_{tt}^{min}); il termine base deve risultare elevato al fine di rappresentare bene un corpo rigido, mentre per quello minimo si ritiene adeguato un valore basso per rappresentare la condizione di apertura del contatto. Solitamente viene applicata come massima rigidezza quella corrispondente a dieci volte il valore di rigidezza dell'elemento adiacente, e un millesimo del valore massimo per la rappresentazione della minima rigidezza, il cui scopo è principalmente di carattere numerico.

Il tratto di softening è descritto da una legge bilineare, come espresso nella **figura 4.21**, il cui punto angoloso viene determinato dalle relazioni di Bruehwiler e Wittman (1990):

$$s_1 = \frac{f_t}{4} \;\; ; \;\; v_1 = 0.75\frac{G_F}{f_t} \tag{4.10}$$

Dove G_F corrisponde all'energia di frattura.

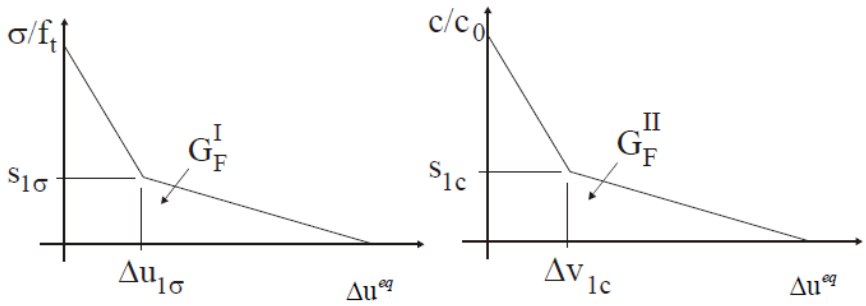


Figura 4.21: Diagramma softening

Il termine Δu^{eq} rappresenta lo spostamento equivalente dell'interfaccia con all'interno della radice quadrata entrambe le componenti elastiche e non lineari per ciascuno spostamento.

$$\Delta u^{eq} = \sqrt{\Delta u_f^2 + \Delta v_f^2} \tag{4.11}$$

Tale approccio permette di relazionare la componente di taglio e sforzo normale; conseguentemente il degrado di una componente determina un decremento nell'altra e viceversa.

Nel caso in cui non venga considerata tale legge di softening, si verifica una caduta fragile in tensione e un decremento al valore di attrito nel caso del taglio.

– *Materiale Reinforcement bar (Barra longitudinale)*

Si definisce una legge uniassiale in termini di tensione-deformazione da associare alle rispettive barre di armatura; tale relazione risulta essere identica per quanto riguarda il comportamento a compressione e a trazione. Il comportamento dell'acciaio può risultare lineare, bilineare o multilineare e ad essi vengono dunque associati i valori di modulo elastico E, tensione di snervamento σ_y, tensione di rottura σ_t, deformazione limite ε_{lim}.

La legge bilineare prevede un tratto elastico con pendenza pari al modulo elastico dell'acciaio E_s, il secondo tratto rappresenta invece l'hardening del

materiale con il suo rispettivo modulo E_{sh} che nel caso puramente plastico risulta avere valore nullo e si presenta come nella **figura 4.22**.

La ε alla quale si arresta il grafico, se ridotta, corrisponde ad una limitata duttilità dell'acciaio.

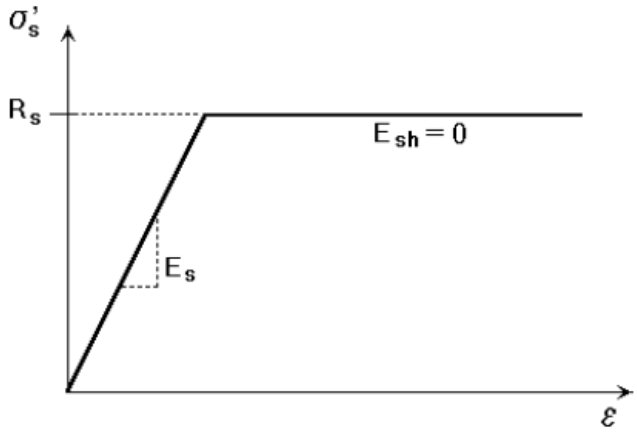


Figura 4.22: Legge bilineare sforzo-deformazione del reinforcement

Ulteriori parametri riguardano il peso specifico ρ e il coefficiente di dilatazione termica α. Nella sezione "bar reinforcement" vengono inoltre inserite il numero di barre ed il loro diametro.

La coesione della barra di rinforzo al calcestruzzo fa riferimento al CEB-FIB Model Code 1990 o alla legge elaborata da Bigaj nel 1999; entrambe sono legate al tipo di armatura ed il suo diametro, alla resistenza a compressione del calcestruzzo, la qualità del getto e le condizioni di confinamento. Nel caso in esame si è scelto di utilizzare una perfetta coesione.

– *Smeared reinforcement (armatura trasversale diffusa)*

In tal caso si riprendono le leggi costitutive tensione-deformazione presentate precedentemente per il caso del "reinforcement" ed i rispettivi parametri, e a questi vengono aggiunti due ulteriori input riguardati la direzione β del rinforzo e il suo rapporto $\rho = \frac{A_s}{A_c}$, in cui A_s e A_c rappresentano l'area di armatura e di calcestruzzo nella sezione considerata.

Di seguito si riporta il coefficiente ρ, corrispondente a:

$$\rho = \frac{A_{sw}}{i \cdot b} \tag{4.12}$$

Dove:

A_{sw}= area staffa;

i = passo staffe;

b = base elemento.

- **Tipologie di elementi**

La costruzione del modello geometrico prevede la definizione di punti, linee e macro-elementi, ossia regioni che si vengono a formare dall'unione delle linee.

– *Joints*

L'inserimento dei nodi presenta la possibilità di generare un raffinamento della mesh nell'intorno del punto stesso, specificando il raggio della regione e la densità della mesh in tale zona.

– *Line*

L'orientamento delle linee viene indicata con una freccia che indica quale dei due nodi è stato inserito precedentemente; è possibile la creazione di linee rette, circolari o archi. Come per il caso dei punti, può esser applicato un raffinamento della mesh mediante l'inserimento del raggio e della dimensione della mesh lungo la linea, oppure una divisione della stessa in un numero preciso di elementi.

– *Macro-elements*

Il macro-elemento viene definito inserendo o selezionando le linee corrispondenti e applicando un determinato tipo di mesh (triangolare, quadrilatera, mista) con l'opportuno valore dell'elemento, con la possibilità di smussare la mesh evitando perciò angoli acuti, che potrebbero comportare perdita di informazione in tali punti. Si stabilisce inoltre il materiale (che deve risultare compatibile), lo spessore del macro-elemento ed il tipo di elemento di mesh utilizzato per l'analisi agli elementi finiti.

La selezione dell'analisi geometrica non lineare comporta grandi sforzi, la considerazione di termini non lineari all'interno dell'elemento finito e l'utilizzo delle coordinate aggiornate dei punti della struttura, con riferimento alla condizione deformata, nell'analisi di equilibrio.

All'interno del macro-elemento possono essere inseriti i layer di smeared reinforcement precedentemente considerati nella sezione "general data" e "materials".

- *Bar reinforcement*

  Ciascuna barra di armatura viene inserita mediante una polilinea costituita dalla connessione di segmenti rettilinei o curvi.

  Vengono definiti i parametri riguardanti il materiale, il numero di barre ed il loro diametro.

- *Contact ambiguity of lines*

  Il contatto tra due macro-elementi è rappresentato da una doppia linea la cui connessione può risultare:

  - Rigid: singola linea e perfetta connessione;
  - No connection: non ci sono relazioni tra le due linee che risultano indipendenti;
  - Interface: vi è una legge costitutiva "2D interface", definita nella sezione "materials", la quale governa il comportamento delle due linee ed è rappresentata da una linea tratteggiata.

- **Loads and supports**

I casi di carico ("load case") permettono la definizione delle azioni agenti sulla struttura, ad ognuno di essi può venire associato un tipo di carico esterno, vincolo restrittivo, deformazione impressa, carico termico, ritiro, prestress. Ciascuno dei casi presenta un numero di riferimento e il suo valore numerico viene moltiplicato per un coefficiente moltiplicatore da definire.

Dopo la definizione di tali casi di carico, si generano step che li combinano al fine di giungere alla condizione di carico voluta; la combinazione di questi "load case" consente lo sviluppo di una storia di carico agente sulla struttura analizzata. Ciascun step di carico contiene inoltre una serie di parametri di soluzione, utili per applicare il

metodo risolutivo adottato nell'analisi di ogni singolo step; il software ATENA 2D contiene già al suo interno una serie di parametri di default.

Vengono di seguito riportati i "load case" applicabili alla struttura:

- Body force: richiede la sola direzione di applicazione del carico;
- Forces: in tal caso oltre alla direzione deve esser inserita la magnitudo della forza, nel caso di selezione di una linea sono applicabili carichi continui, parziali e quadrilateri;
- Supports: viene applicato a punti e linee e comporta l'inserimento di un vincolo nella struttura, dunque si definisce la direzione del supporto che può seguire il sistema di riferimento globale o locale; il supporto viene visualizzato su tutta la linea non appena viene generata una mesh;
- Prescribed deformations: come per il caso precedente viene applicato a nodi e linee con la sola differenza che viene richiesto un ulteriore valore riguardante la deformazione imposta;
- Temperature: il valore di variazione di temperatura può essere attribuito al macro-elemento o alla barra di armatura;
- Shrinkage: viene assegnato al materiale del macro-elemento un valore di ritiro;
- Pre-stressing: è consentita l'applicazione alle sole barre di armatura. Nel caso di rinforzo interno legato al calcestruzzo, si intende come forza di pre-tensione; per i cavi esterni risulta invece come forza di ancoraggio e viene applicata alla fine del cavo stesso.

- **Run**

Tale punto tratta lo sviluppo dell'analisi di carico e l'inserimento di alcuni dati ulteriori che saranno utili nella fase di post-processing. Viene di seguito riportato l'elenco dei principali passi in cui si sviluppa tale analisi.

- *Check data*

  Attua il controllo dei dati e evidenzia la presenza di eventuali errori nella fase di modellazione.

- *Analysis steps*

  Riguarda la definizione degli step di analisi, ciascuno con i rispettivi "load case" selezionati con la presenza di un coefficiente moltiplicativo che ne può incrementare l'effetto. Devono essere selezionati dei parametri di soluzione, già presenti in default, oppure impostati nella sezione "Solution Parameters", i quali influenzano i tempi dell'analisi.

- *Monitoring points*

  Durante un'analisi non lineare è utile monitorare forze, spostamenti o stress all'interno del modello. I punti di monitoraggio consentono di ottenere importanti informazioni sullo stato della struttura, ad esempio lo studio della curva carico-spostamenti durante lo sviluppo dell'analisi e conseguentemente la variazione delle forze agenti e degli spostamenti ad ogni step e iterazione.

  La loro posizione viene definita nei nodi o nei punti di integrazione; i primi permettono il monitoraggio di spostamento, forze applicate e reazioni mentre i secondi analizzano in termini di tensione, deformazione e larghezza delle fessure. Serve inoltre definire la direzione della componente studiata e ciascun punto, nel caso venga inserito senza una accurata precisione, fa riferimento in modo automatico al nodo o punto di integrazione più vicino.

- *Moment lines*

  La definizione di tale linea permette lo studio delle forze interne nella fase di post-processing; viene stabilito il numero di divisioni da estendere alla linea e in tali punti sono valutati sforzo normale, taglio e momento.

  Il calcolo avviene direttamente nei nodi, senza l'utilizzo di un interpolazione tra i valori negli elementi, e dunque non vengono a verificarsi perdite di eventuali picchi di concentrazione degli sforzi.

- *Solution Parameters*

  Il metodo risolutivo di un analisi non lineare richiede la presenza di un settaggio di parametri, il cui valore di default viene fornito dal programma.

  I due metodi iterativi principalmente utilizzati sono il Newton-Raphson e Arc Lenght.

Newton-Raphson risulta adeguato per i casi in cui non si verifica incremento di carico, che è stabilito, e gli spostamenti sono iterati fino a che non si arriva ad un equilibrio per una data tolleranza.

L'analisi incrementale step by step segue una relazione non lineare:

$$K(p)\Delta p = q - f(p) \tag{4.13}$$

Dove:

p = deformazione della struttura prima dell'incremento di carico;

$K(p)$ = matrice di rigidezza relativa agli incrementi di carico, dovuti all'incremento di deformazione;

Δp = incremento deformazione dovuto all'incremento di carico;

q = carico applicato;

$f(p)$ = forze interne.

La matrice di rigidezza risulta essere funzione della deformazione e per tale ragione si considera il valore di p riferito allo step precedente.

Considerando dunque la i-esima iterazione vale la seguente espressione:

$$K(p_{i-1})\Delta p_i = q - f(p_{i-1}) \tag{4.14}$$

Con le quantità della i-1-esima iterazione che sono già state calcolate durante lo step precedente.

Essendo il calcolo della matrice di rigidezza ad ogni iterazione elaborato, è possibile utilizzare un metodo Newton-Raphson "modificato" che utilizza una matrice costante e riferita al primo step, consentendo un notevole risparmio di tempo a scapito di eventuali problemi di convergenza.

Nella situazione di vicinanza al picco locale o globale, o nel tratto di post-picco della curva carico-spostamenti, si fa ricorso al metodo Arc Lenght, il quale risulta più generale e consente l'iterazione sia degli spostamenti che dei carichi. Tale caratteristica rende il metodo adatto allo studio delle strutture geometriche non lineari, consentendo di tenere in conto dei fenomeni dei materiali quali snap back e snap trough.

L'applicazione di un costante incremento di carico introduce un addizionale grado di libertà associato ad esso, chiamato λ. L'equazione iterativa diventa dunque:

$$K(p)\Delta p = \lambda q - f(p) \tag{4.15}$$

La lunghezza dello step influenza inoltre la convergenza dei risultati.

Nella sezione "general" è possibile stabilire il modello scelto (Newton-Raphson o Arc Lenght), il tipo di rigidezza (tangente o elastica) e il loro rispettivo aggiornamento (ad ogni iterazione o step), il numero limite di iterazioni per ogni step e quattro errori di tolleranza, che quando raggiunti contemporaneamente determinano la fine dell'iterazione.

Nel punto "conditional break criteria" di questi quattro errori ne viene dato un valore che determina la rottura dopo l'iterazione o lo step.

Con "line search" è possibile accelerare o rallentare la soluzione di convergenza.

4.1.2 Calculations

- **Mesh**

La generazione della mesh viene fatta in automatico seguendo i valori di input forniti per ogni macro-elemento nella sezione "topology"; inizialmente viene generata per i singoli macro-elementi e poi si estende all'intera struttura un processo di smussamento al fine di migliorare la forma della mesh ed evitare la presenza di angoli, che potrebbero creare problema nel generare la matrice di rigidezza e dunque errori nel solutore. Una cattiva mesh può produrre risultati non esatti e dunque devono essere rispettate alcune regole riguardanti il minimo numero di elementi per spessore e l'aspect ratio, ossia il rapporto tra i lati degli elementi utilizzati non deve esser superiore a 3:1, evitando dunque eventuali problemi di condizionamento della matrice di rigidezza.

La mesh presenta notevole importanza nella precisione dei risultati dell'analisi oltre all'influenzamento in termini di tempistiche e di occupazione della memoria del programma, per tale motivo viene richiesto un raffinamento locale solo nelle zone necessarie al fine di preservare spazio sul disco.

Il software ATENA utilizza per la costruzione della mesh degli elementi delle formulazioni isoparametriche con funzioni interpolanti lineari o quadratiche, seguendo il metodo di interpolazione di Gauss a 4 o 9 punti rispettivamente nei casi bi-lineari e bi-quadratici.

- **Finite element analysis**

In questa finestra viene attivata l'analisi dei "load step" precedentemente stabiliti, i quali possono essere implementati ed aggiunti in una successiva fase ritornando alla fase di pre-processing e in seguito continuando l'analisi; mediante il salvataggio dei risultati è possibile lo studio della fase di post-processing.

Vengono inoltre selezionati i punti di monitoraggio che permettono lo sviluppo della curva di pushdown.

Una volta generata l'analisi lo schermo permette di visualizzare in tempo reale non soltanto tale curva di pushdown, ma anche i valori dei punti di monitoraggio, i risultati di stress e le fessure che si sviluppano sulla struttura, la deformazione e il file contenente i livelli di convergenza .

4.1.3 Post-processing

Questa fase consente di controllare i risultati ottenuti dall'analisi con la possibilità di selezionare ogni step singolarmente e, mediante l'apertura di più finestre, mostrare contemporaneamente diversi passi dell'analisi.

Di seguito sono trattate le principali informazioni ricavabili in tale fase.

- *Curva di Pushdown*

  Il file di output consente la visualizzazione del grafico di pushdown, permettendo lo studio del comportamento della struttura.

- *Text-output*

  Tale file di testo contiene al suo interno i dati del modello.

- *Diagrams of internal forces*

  Fanno riferimento ai valori di momento, taglio e sforzo normale lungo le linee impostate nella fase di pre-processing.

- *Cracks*

  Permette di visualizzare lo sforzo normale e il taglio agenti nella zona fessurata del calcestruzzo e la larghezza delle fessure.

- *Bar reinforcement*

  Si analizzano i valori di sforzo e deformazione all'interno delle barre di armatura.

- *Interface*

  Vengono forniti i valori di sforzo, spostamento, carichi e reazioni nella zona di interfaccia, in direzione parallela o normale ad essa.

- *Scalars*

  Riporta il valore di sforzo e deformazione all'interno del materiale selezionato o di "smeared reinforcement".

- *Vectors*

  Si definiscono le componenti di forza, reazione e spostamenti in termini vettoriali per ogni layer e materiale selezionato.

- *Tensors*

  Sono raffigurate la direzione e la magnitudo degli sforzi e deformazioni.

4.2 Modellazione dei campioni su ATENA 2D

Dall'analisi agli elementi finiti dei modelli implementati sul software ATENA 2D, è possibile un confronto sulle curve pushdown ottenute. Si analizzano i casi con campata 3,44 m e 6,16 m al fine di considerare il fattore di forma; inoltre viene presa in considerazione l'influenza della presenza o meno dei vincoli laterali nelle travi degli impalcati, pari al grado di confinamento delle travi circostanti al telaio semplificato studiato. Ulteriore differenziazione viene fatta per la presenza o assenza dei dettagli sismici e dunque una differente disposizione dell'armatura.

I casi analizzati risultano:

1. Modello con campata 3,44 m e presenza di dettagli sismici
2. Modello con campata 6,16 m e presenza di dettagli sismici
3. Modello con campata 3,44 m e assenza di dettagli sismici
4. Modello con campata 6,16 m e assenza di dettagli sismici

In totale diventano 16 campioni se si considera la presenza o meno del vincolo laterale e il telaio vuoto (bare frames) o tamponato (infilled frames).

Nelle **figure 4.23 e 4.24** si riporta uno schema del modello implementato su ATENA 2D.

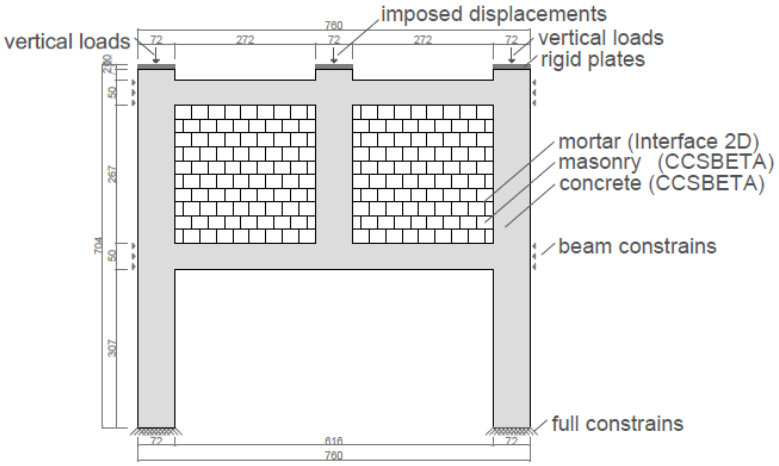


Figura 4.23: Modello fattore di forma 1 con tamponatura

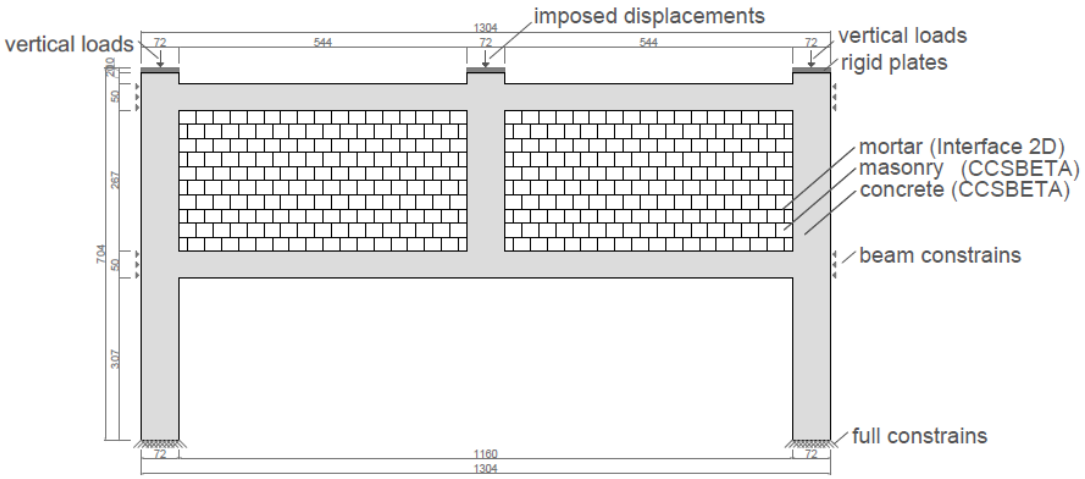


Figura 4.24: Modello fattore di forma 2 con tamponatura

4.2.1 Dati sui materiali

Il calcestruzzo e la muratura vengono inseriti mediante il modello "SBeta material" presentato nel paragrafo 4.1.1, il quale richiede l'introduzione della resistenza a compressione del provino cubico, da cui derivano i parametri di default successivamente modificati. Si riportano nella **tabella 4.1** i valori comuni a tutti i calcestruzzi e nelle **tabelle 4.2-4.5** i parametri che variano per i 4 casi analizzati.

Type of material	CCSBETAmaterial	
Elastic modulus E	31476	[MPa]
Poisson's ratio μ	0.2	[-]
Tensile strenght f_t	2.00	[MPa]
Type of tension softening	Local strain	[-]
Softening parameter 3	0.000635	[-]
Crack model	Fixed	[-]
Reduction of compressive strenght due to crack	0.8	[-]
Type of compression softening	Softening modulus	[-]
Shear retention factor	Fixed	[-]
Fixed shear retention factor	0.15	[-]
Tension-compression interaction	Linear	[-]
Specific material weight	2.300E-02	[MN/m^3]
Coefficient of termal expansion	1.200E-05	[-]

Tabella 4.1: Parametri comuni a tutti i calcestruzzi

I seguenti valori variano a seconda del caso analizzato in quanto varia la disposizione delle staffe e dunque il confinamento agente sul calcestruzzo a seconda del caso considerato.

Cls colonna passo staffe 50 mm		
Compressive strenght f_c	-37.36	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0069	[-]
Compression softening parameter	0.039	[-]
Cls colonna passo staffe 170 mm		
Compressive strenght f_c	-29.48	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0038	[-]
Compression softening parameter	0.140	[-]
Cls trave passo staffe 110 mm		
Compressive strenght f_c	-29.38	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0038	[-]
Compression softening parameter	0.059	[-]
Cls trave passo staffe 200 mm		
Compressive strenght f_c	-27.67	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0031	[-]
Compression softening parameter	0.081	[-]

Tabella 4.2: Parametri calcestruzzo campata 3,44 con dettagli sismici

Cls colonna passo staffe 50 mm		
Compressive strenght f_c	-37.00	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0070	[-]
Compression softening parameter	0.038	[-]
Cls colonna passo staffe 170 mm		
Compressive strenght f_c	-29.00	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0040	[-]
Compression softening parameter	0.127	[-]

Cls trave passo staffe 110 mm		
Compressive strenght f_c	-29.00	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0040	[-]
Compression softening parameter	0.057	[-]
Cls trave passo staffe 220 mm		
Compressive strenght f_c	-28.00	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0040	[-]
Compression softening parameter	0.086	[-]

Tabella 4.3: Parametri calcestruzzo campata 6,16 con dettagli sismici

Cls colonna passo staffe 150 mm		
Compressive strenght f_c	-29.26	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0037	[-]
Compression softening parameter	0.112	[-]
Cls colonna passo staffe 160 mm		
Compressive strenght f_c	-29.04	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0036	[-]
Compression softening parameter	0.117	[-]
Cls trave passo staffe 190 mm		
Compressive strenght f_c	-27.47	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0030	[-]
Compression softening parameter	0.076	[-]
Cls trave passo staffe 200 mm		
Compressive strenght f_c	-27.37	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0029	[-]
Compression softening parameter	0.078	[-]
Cls non confinato		
Compressive strenght f_c	-25.00	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.002	[-]
Compression softening parameter	0.079	[-]

Tabella 4.4: Parametri calcestruzzo campata 3,44 senza dettagli sismici

Cls colonna passo staffe 150 mm		
Compressive strenght f_c	-29.26	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0037	[-]
Compression softening parameter	0.112	[-]
Cls colonna passo staffe 160 mm		
Compressive strenght f_c	-29.04	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0036	[-]
Compression softening parameter	0.117	[-]
Cls trave passo staffe 200 mm		
Compressive strenght f_c	-27.66	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0031	[-]
Compression softening parameter	0.081	[-]
Cls trave passo staffe 210 mm		
Compressive strenght f_c	-27.55	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0030	[-]
Compression softening parameter	0.083	[-]
Cls non confinato		
Compressive strenght f_c	-25.00	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.002	[-]
Compression softening parameter	0.079	[-]

Tabella 4.5: Parametri calcestruzzo campata 6,16 senza dettagli sismici

Sono inoltre implementati i valori riguardanti le celle di carico, la muratura, la malta e le barre di rinforzo (**Tab. 4.6-4.9**).

Type of material	CCPlaneStressElasticIsotropic	
Elastic modulus E	400000	[MPa]
Poisson's ratio μ	0.3	[-]
Specific material weight	7.850E-02	[MN/m^3]
Coefficient of termal expansion	1.200E-05	[-]

Tabella 4.6: Parametri delle celle di carico

Type of material	CCSBETAmaterial	
Elastic modulus E	5679	[MPa]
Poisson's ratio μ	0.25	[-]
Tensile strenght f_t	1.07	[MPa]
Compressive strenght f_c	-6.02	[MPa]
Type of tension softening	Local strain	[-]
Softening parameter 3	0.001	[-]
Crack model	Fixed	[-]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	0.001682	[-]
Reduction of compressive strenght due to crack	0.7	[-]
Type of compression softening	Softening modulus	[-]
Compression softening parameter	0.200	[-]
Shear retention factor	Fixed	[-]
Fixed shear retention factor	0.15	[-]
Tension-compression interaction	Linear	[-]
Specific material weight	7.6E-03	[MN/m^3]
Coefficient of termal expansion	1.200E-05	[-]

Tabella 4.7: Parametri della muratura

Type of material	CC2DInterface	
Normal stiffness K_{NN}	4000000	[MN/m^3]
Tangential stiffness K_{TT}	400000	[MN/m^3]
Tensile strenght f_t	0.4	[MPa]
Cohesion C	1	[MPa]
Friction coefficient	0.7	[-]
Minimal normal stiffness for numerical purposes K_{NN}	1000	[MN/m^3]
Minimal tangential stiffness for numerical purposes K_{TT}	500	[MN/m^3]

Tabella 4.8: Parametri della malta

Type of material	CCReinforcement – Bilineare con hardening	
Elastic modulus E	210000	[MPa]
σ_Y	450	[MPa]
σ_T	540	[MPa]
ε_{Lim}	0.12	[-]
Specific material weight	7.850E-02	[MN/m^3]
Coefficient of termal expansion	1.200E-05	[-]

Tabella 4.9: Parametri delle barre di armatura

Per quanto riguarda le staffe, si fa riferimento al medesimo tipo di acciaio delle barre di armatura e viene utilizzato un diametro ϕ8 per i vari casi, con la sola variazione del passo. Il coefficiente ρ fa riferimento alla formulazione 4.12 del paragrafo 4.1.1.

Tipo di materiale	CCSmearedReinforcement – Bilineare con hardening	
Modulo elastico E	210000	[MPa]
σ_Y	450	[MPa]
σ_T	540	[MPa]
ε_{Lim}	0.08	[-]

Tabella 4.10: Parametri delle staffe

Si riportano le armature che vengono inserite all'interno del modello di ATENA considerando la loro rispettiva disposizione.

Estremità Pilastri	Orizzontale ϕ8/5	0.006699	[-]
Pilastri	Orizzontale ϕ8/17	0.001970	[-]
Estremità Travi	Verticale ϕ8/11	0.003045	[-]
Travi	Verticale ϕ8/20	0.001675	[-]

Tabella 4.11: Disposizione staffe modello con campata 3,44 m e con dettagli sismici

Estremità Pilastri	Orizzontale ϕ8/5	0.006699	[-]
Pilastri	Orizzontale ϕ8/17	0.001970	[-]
Estremità Travi	Verticale ϕ8/11	0.003045	[-]
Travi	Verticale ϕ8/22	0.001522	[-]

Tabella 4.12: Disposizione staffe modello con campata 6,16 m e con dettagli sismici

Pilastri impalcato 1	Orizzontale ϕ8/15	0.002233	[-]
Pilastri impalcato 2	Orizzontale ϕ8/16	0.002093	[-]
Estremità Travi	Verticale ϕ8/20	0.001675	[-]
Travi	Verticale ϕ8/19	0.001763	[-]

Tabella 4.13: Disposizione staffe modello con campata 3,44 m e senza dettagli sismici

Pilastri impalcato 1	Orizzontale ϕ8/15	0.002233	[-]
Pilastri impalcato 2	Orizzontale ϕ8/16	0.002093	[-]
Estremità Travi	Verticale ϕ8/20	0.001675	[-]
Travi	Verticale ϕ8/21	0.001595	[-]

Tabella 4.14: Disposizione staffe modello con campata 6,16 m e senza dettagli sismici

4.2.2 Modellazioni topologia e mesh

Mediante l'interfaccia di pre-processing è possibile definire la geometria e le condizioni di carico agenti sulla struttura in analisi. Sono presenti nodi aggiuntivi per la locazione di supporti, carichi e punti di monitoraggio. I macro-elementi vengono modellati mediante elementi quadrilateri CCIsoQuad, considerandone la non linearità geometrica, spessore e materiale, mesh quadrilatera di lato 0,1 m.

Finite element type	Quadrilateral, CCIsoQuad
Element size [m]	0.1
Element shape smoothing	on

Tabella 4.15: Dettagli finite element mesh

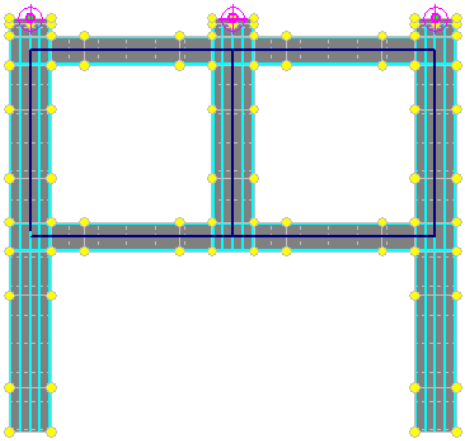


Figura 4.25: Modello Atena 2D campata 3,44 m – Senza tamponature

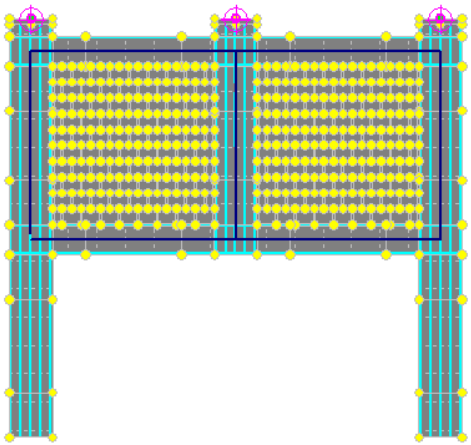


Figura 4.26: Modello Atena 2D campata 3,44 m – Con tamponature

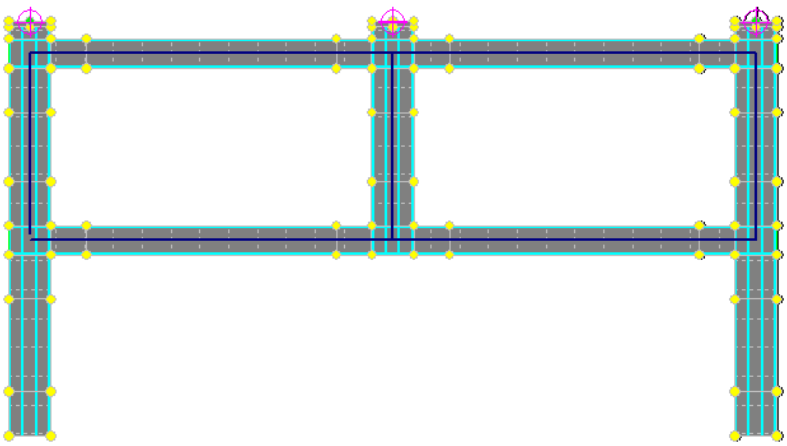


Figura 4.27: Modello Atena 2D campata 6,16 m – Senza tamponature

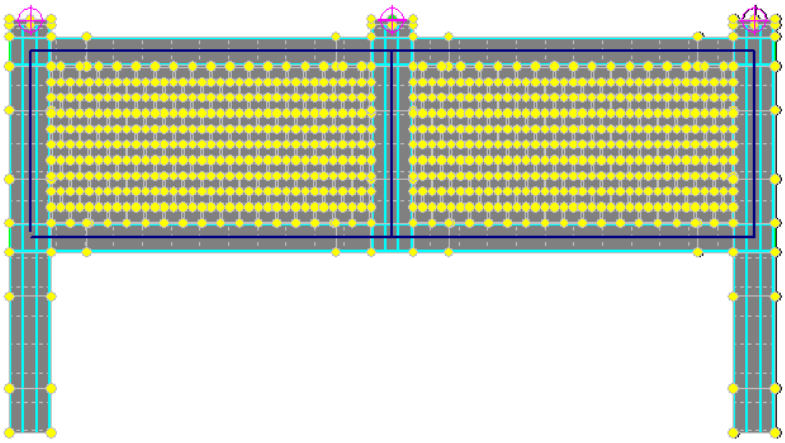


Figura 4.28: Modello Atena 2D campata 6,16 m – Con tamponature

4.2.3 Load case and solution parameters

Come descritto nel paragrafo 4.1.1, i load case del caso in esame riguardano l'introduzione dei vincoli e delle forze applicate. I primi vengono associati alla base dei pilastri esterni, considerandone un incastro, ed all'estremità delle travi, impedendo una traslazione orizzontale, pari al grado di confinamento delle travi circostanti al telaio semplificato studiato.

Le forze vengono applicate alla sommità dei due pilastri di estremità partendo da un valore incrementato in 10 step fino ad arrivare a 1000 kN, corrispondenti allo sforzo derivante dai piani superiori del restante edificio. La deformazione impressa, incrementata fino a portare il collasso del sistema, permette di analizzare il comportamento strutturale dopo l'eliminazione della colonna centrale e di ricavare le curve di pushdown.

Load case	*Type*	*Coefficient [-]*	*Value*	
LC1	Supports	1	[-]	[-]
LC2	Forces	1	-0.1	[MN]
LC3	Prescribed deformation	1	-0.002	[m]

Tabella 4.16: Load cases

4.2.4 Analysis steps

Per incrementare la velocità di convergenza della soluzione, si è adottato il metodo di Newton-Raphson, introdotto al paragrafo 4.1.1, con la rigidezza tangente aggiornata ad ogni interazione. L'analisi prevede l'utilizzo di 10 step iniziali al fine di giungere al carico di 1000 kN sulle colonne esterne ed in seguito 500 step arrivando ad uno spostamento finale della colonna centrale di 1 m.
Si adottano i parametri di soluzione forniti di default dal programma.

Solution method	Standart Newton-Raphson	
Optimize node numbers	Sloan	[-]
Update stiffness	Each iteration	[-]
Stiffness type	Tangent	[-]
Iteration Limit	40	[-]
Displacement Error	0.01	[-]
Residual Error	0.01	[-]
Absolute Residual Error	0.01	[-]
Energy Error	0.0001	[-]
Immediate Break Displacement Error Multiple	10000	[-]
Break After Step Displacement Error Multiple	1000	[-]
Immediate Break Residual Error Multiple	10000	[-]
Break After Step Residual Error Multiple	1000	[-]
Immediate Break Absolute Residual Error Multiple	10000	[-]
Break After Step Absolute Residual Error Multiple	1000	[-]
Immediate Break Energy Error Multiple	1000000	[-]
Break After Step Energy Error Multiple	10000	[-]
Line Search Type	Without Iterations	[-]
Minimum Eta	0.01	[-]
Maximum Eta	1	[-]

Tabella 4.17: Solution Parameters

4.2.5 Monitoring points

La generazione della curva carico spostamento implica l'introduzione di punti di monitoraggio nella vicinanza del punto di carico centrale, in cui si analizzano le reazioni e gli spostamenti. Altri due punti vengono inseriti in corrispondenza delle colonne esterne, mentre nelle zone in cui viene inserito il vincolo si analizzano gli spostamenti. Le component 1 e 2 sono associate alle direzioni x e y rispettivamente.

N°	Coefficient [-]	Value	Item
1	1	Reactions	Component 2
2	1	Displacements	Component 2
3	1	Reactions	Component 2
4	1	Reactions	Component 2
5	1	Displacements	Component 1
6	1	Displacements	Component 1
7	1	Displacements	Component 1
8	1	Displacements	Component 1

Tabella 4.18: Monitoring points

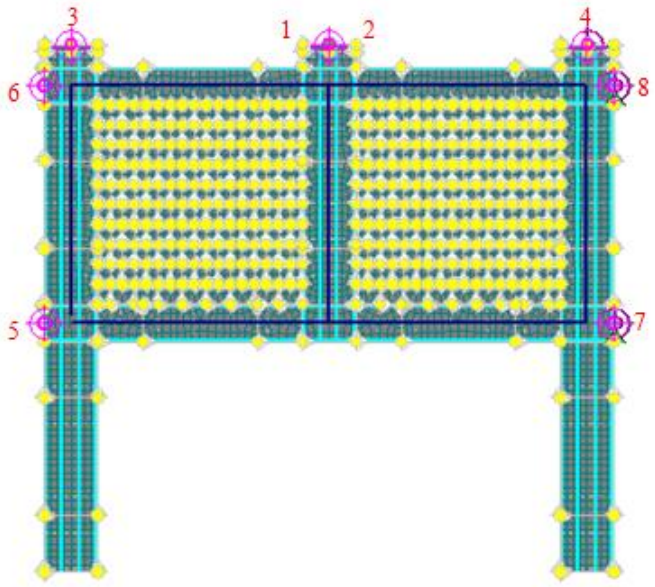


Figura 4.29: Posizionamento Monitoring point

4.3 Analisi parametriche e confronto risultati

Le analisi effettuate presentano varie casistiche, per il "Bare Frames" e "Infilled Frames", andando a realizzare un confronto in termini di:

- influenza grado di vincolo;
- influenza dettagli sismici;
- influenza del fattore di forma;
- influenza dell'apertura.

Il grado di vincolo corrisponde al confinamento imposto dalle travi circostanti, si fissa dunque la componente orizzontale e si analizzano i due casi estremi con e senza vincolo, al fine di valutare la formazione del meccanismo ad arco.

Il dettaglio sismico consiste invece in una differente quantità e disposizione delle barre di rinforzo, al fine di considerare lo sviluppo del meccanismo di catenaria.

Con fattore di forma si intende il rapporto l/h tra la campata e l'altezza di interpiano e nei telai in esame si fa riferimento ai valori 1 e 2; si sono presi in considerazione due telai con campata di 3,44 m e 6,16 m ed un'altezza di interpiano del valore di 3,57 m per il piano terra e i restanti con altezza pari a 3,17 m. Lo scopo è quello di analizzare il comportamento di tamponamenti di differenti dimensioni.

L'influenza dell'apertura, corrisponde alla valutazione di un eventuale presenza di una finestra all'interno della tamponatura.

In ogni grafico è presente il carico statico che si ridistribuisce sul telaio in seguito alla perdita improvvisa del pilastro centrale; tale carico di collasso viene riportato mediante una retta orizzontale. Il valore viene stimato in modo approssimativo e corrisponde alla sollecitazione alla base del pilastro divisa per il numero dei piani, tenendone in considerazione due di essi in quanto si fa riferimento ad un telaio semplificativo a due piani.

Questo valore rappresenta la soglia di resistenza che il telaio deve riuscire ad assorbire con meccanismi resistenti flessionali o come meccanismo di catenaria. Le prove di pushdown ottenute consentono un confronto con tale valore.

Campata 3,44 m	260	[kN]
Campata 6,16 m	480	[kN]

Tabella 4.19: Carichi di collasso

Di seguito si riporta la tabella con tutti i telai modellati mediante ATENA 2D.

Tipologia edificio		l/h	w/t	Dettagli sismici	Vincoli laterali	Presenza della tamponatura	Presenza delle aperture
A	A_1	1	1.67	sì	sì	Infilled	sì
		1	1.67	sì	sì	Infilled	no
		1	1.67	sì	sì	Bare	-
		1	1.67	sì	no	Infilled	sì
		1	1.67	sì	no	Infilled	no
		1	1.67	sì	no	Bare	-
	A_2	1	1.67	no	sì	Infilled	sì
		1	1.67	no	sì	Infilled	no
		1	1.67	no	sì	Bare	-
		1	1.67	no	no	Infilled	sì
		1	1.67	no	no	Infilled	no
		1	1.67	no	no	Bare	-
B	B_1	2	1.67	sì	sì	Infilled	sì
		2	1.67	sì	sì	Infilled	no
		2	1.67	sì	sì	Bare	-
		2	1.67	sì	no	Infilled	sì
		2	1.67	sì	no	Infilled	no
		2	1.67	sì	no	Bare	-
	B_2	2	1.67	no	sì	Infilled	sì
		2	1.67	no	sì	Infilled	no
		2	1.67	no	sì	Bare	-
		2	1.67	no	no	Infilled	sì
		2	1.67	no	no	Infilled	no
		2	1.67	no	no	Bare	-
	B_3	2	0.2	no	sì	Infilled	no
		2	0.2	no	sì	Bare	no
	B_4	2	0.43	no	sì	Infilled	no
		2	0.43	no	sì	Bare	no
	B_5	2	0.8	no	sì	Infilled	no
		2	0.8	no	sì	Bare	no

Tabella 4.20: Tipologie di telai modellati

Il termine w/t indica il rapporto tra l'altezza e la larghezza delle sezione della trave.

4.3.1 Influenza grado di vincolo

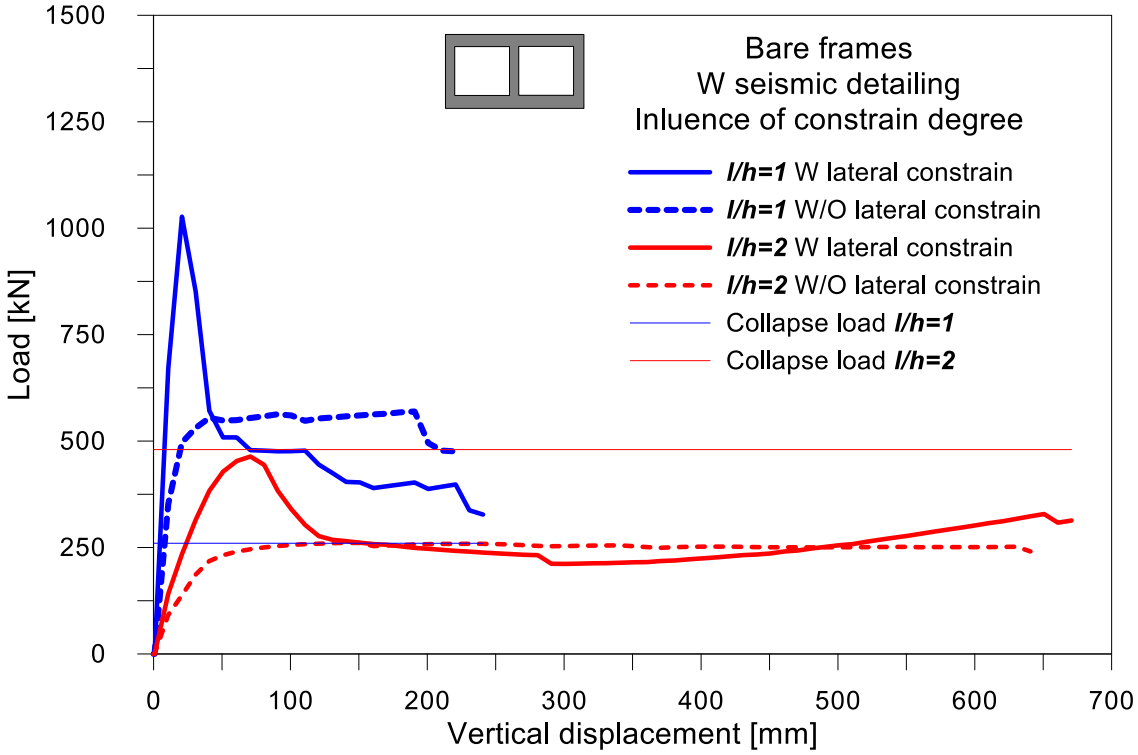


Figura 4.30: Telaio senza tamponatura, con dettagli sismici – Influenza grado di vincolo

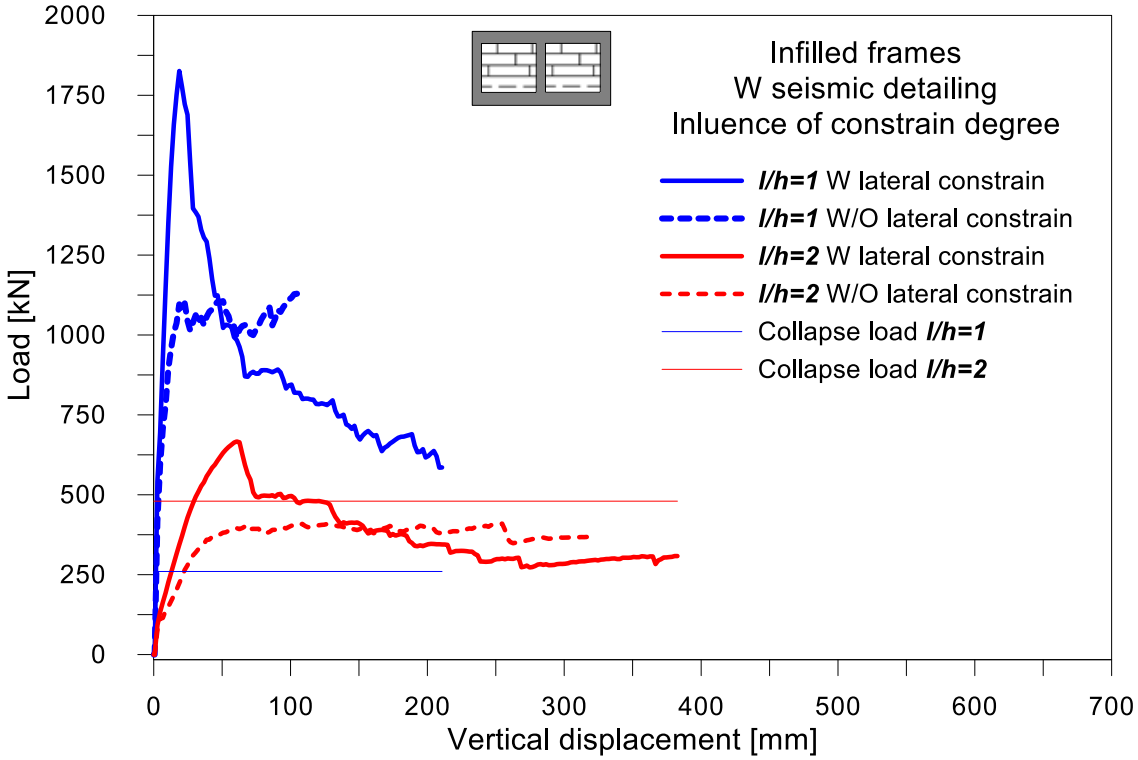


Figura 4.31: Telaio con tamponatura, con dettagli sismici – Influenza grado di vincolo

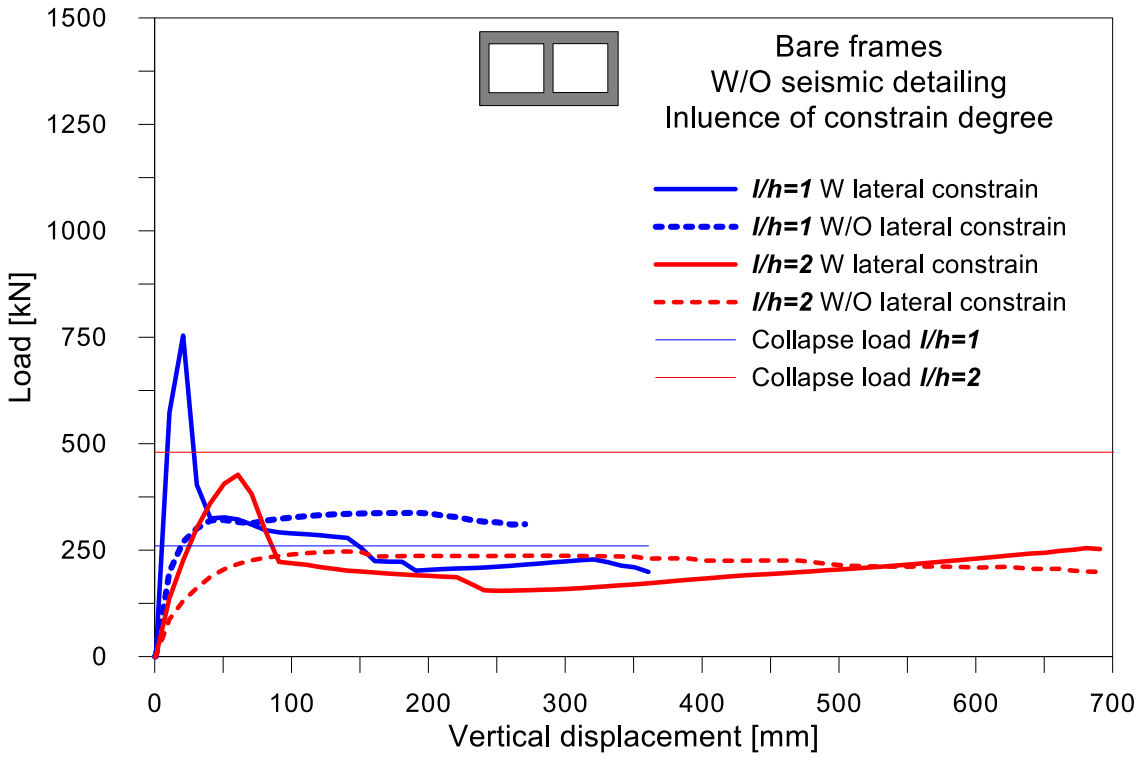


Figura 4.32: Telaio senza tamponatura, senza dettagli sismici – Influenza grado di vincolo

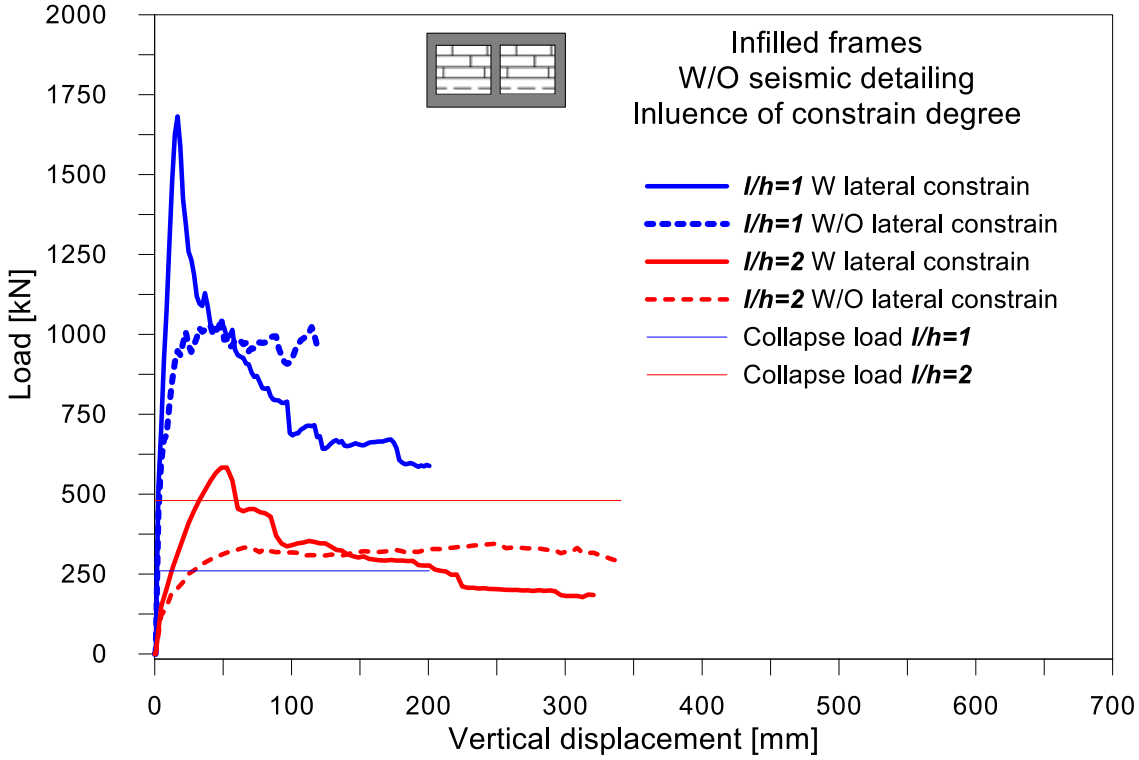


Figura 4.33: Telaio con tamponatura, senza dettagli sismici – Influenza grado di vincolo

4.3.2 Influenza dettagli sismici

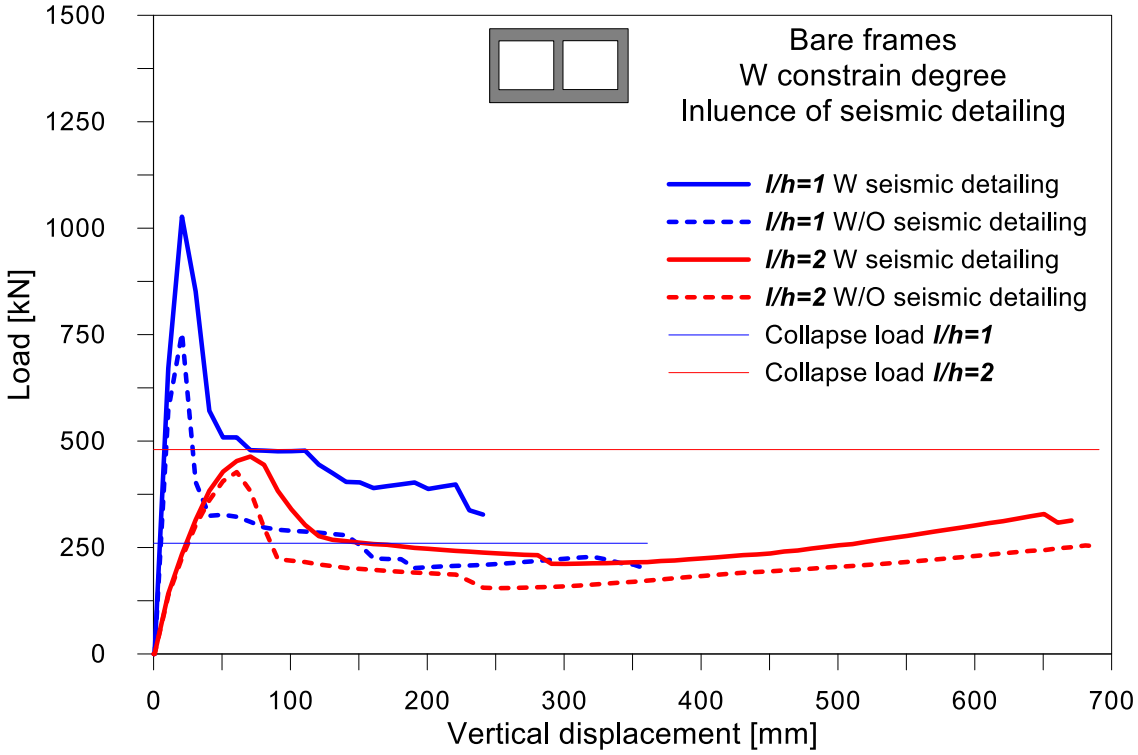


Figura 4.34: Telaio senza tamponatura, con vincoli laterali – Influenza dettaglio sismico

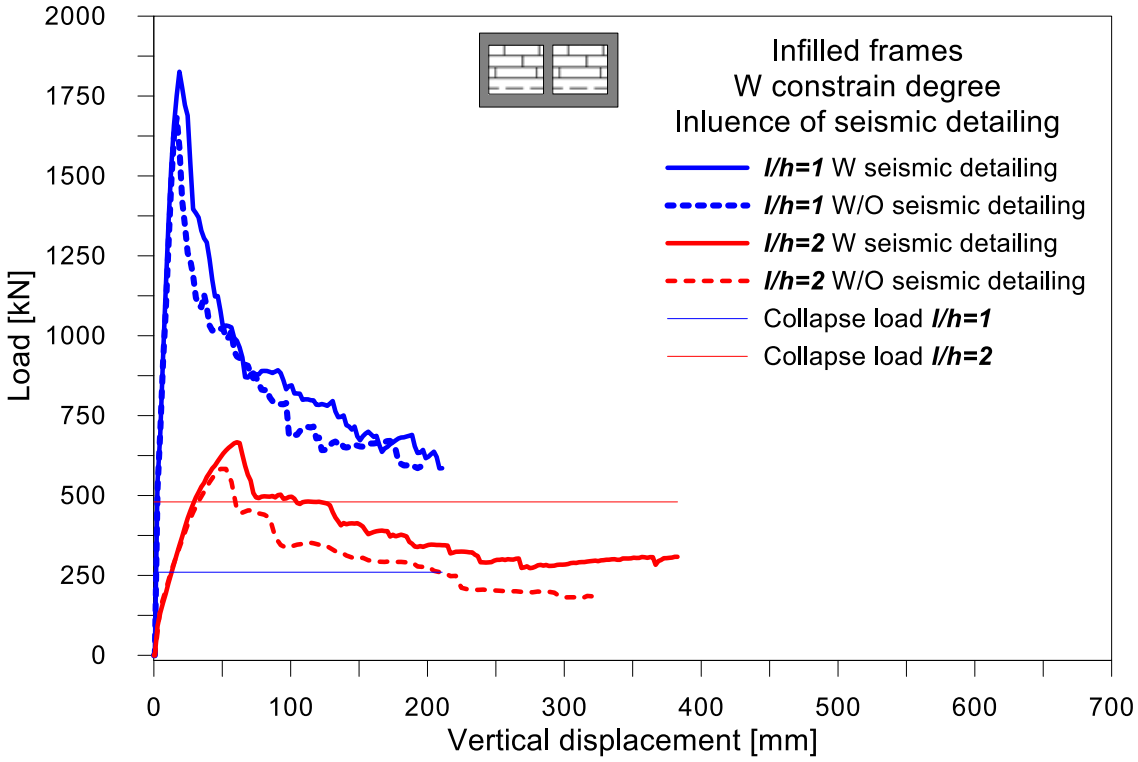


Figura 4.35: Telaio con tamponatura, con vincoli laterali – Influenza dettaglio sismico

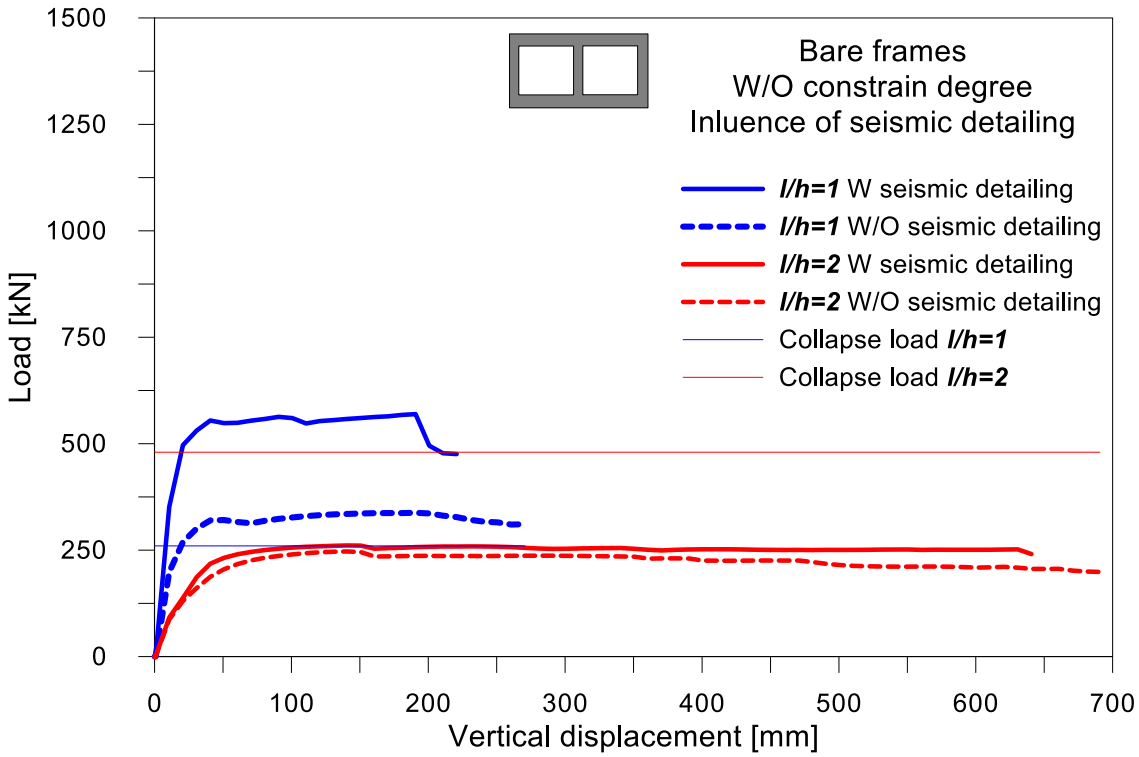


Figura 4.36: Telaio senza tamponatura, senza vincoli laterali – Influenza dettaglio sismico

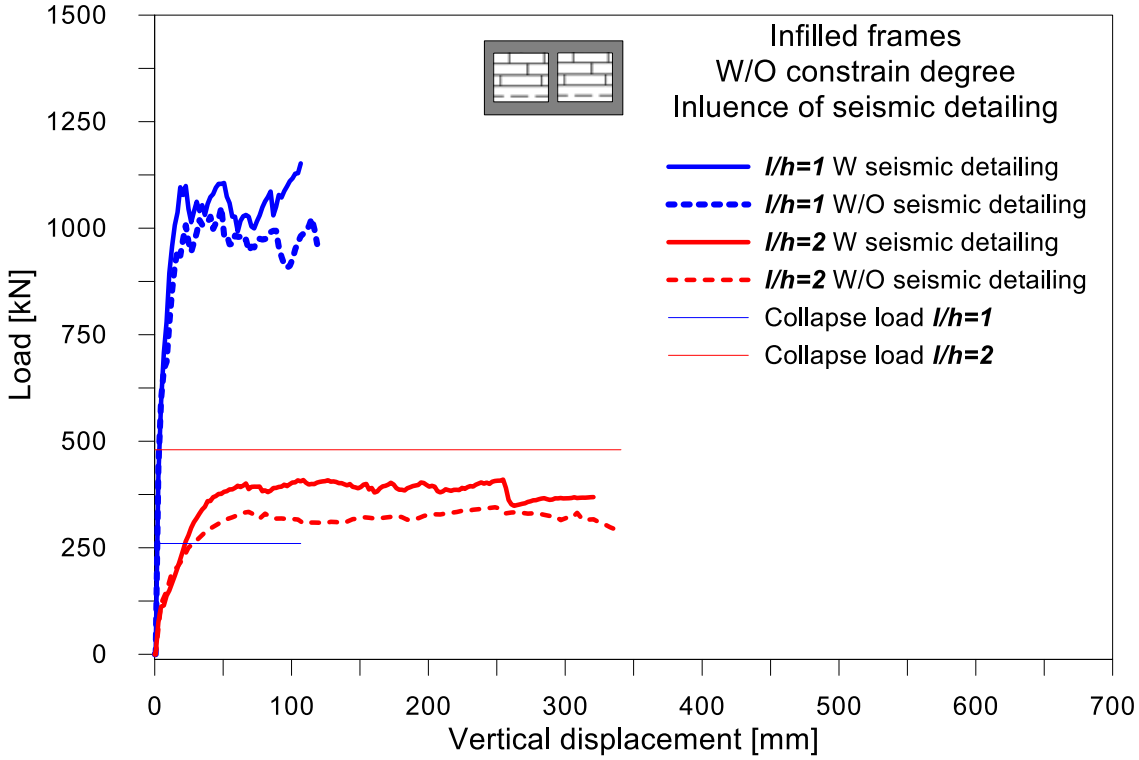


Figura 4.37: Telaio con tamponatura, senza vincoli laterali – Influenza dettaglio sismico

4.3.3 Influenza fattore di forma

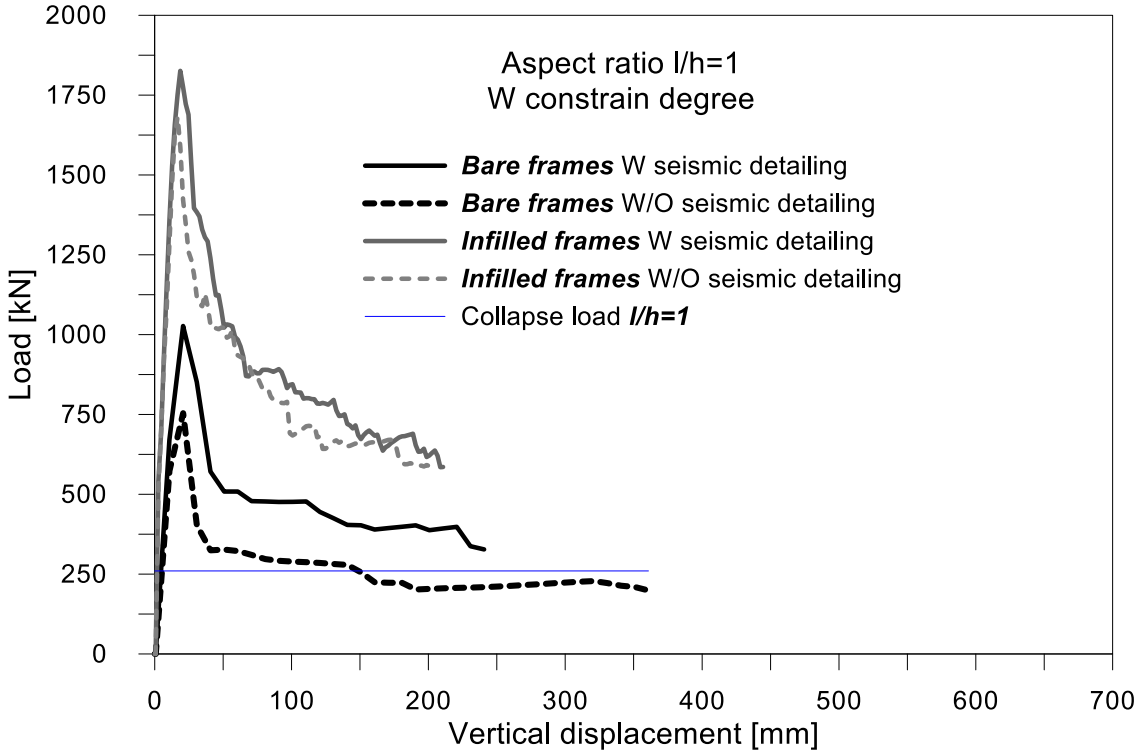


Figura 4.38: Telaio fattore di forma l/h=1, con vincoli laterali

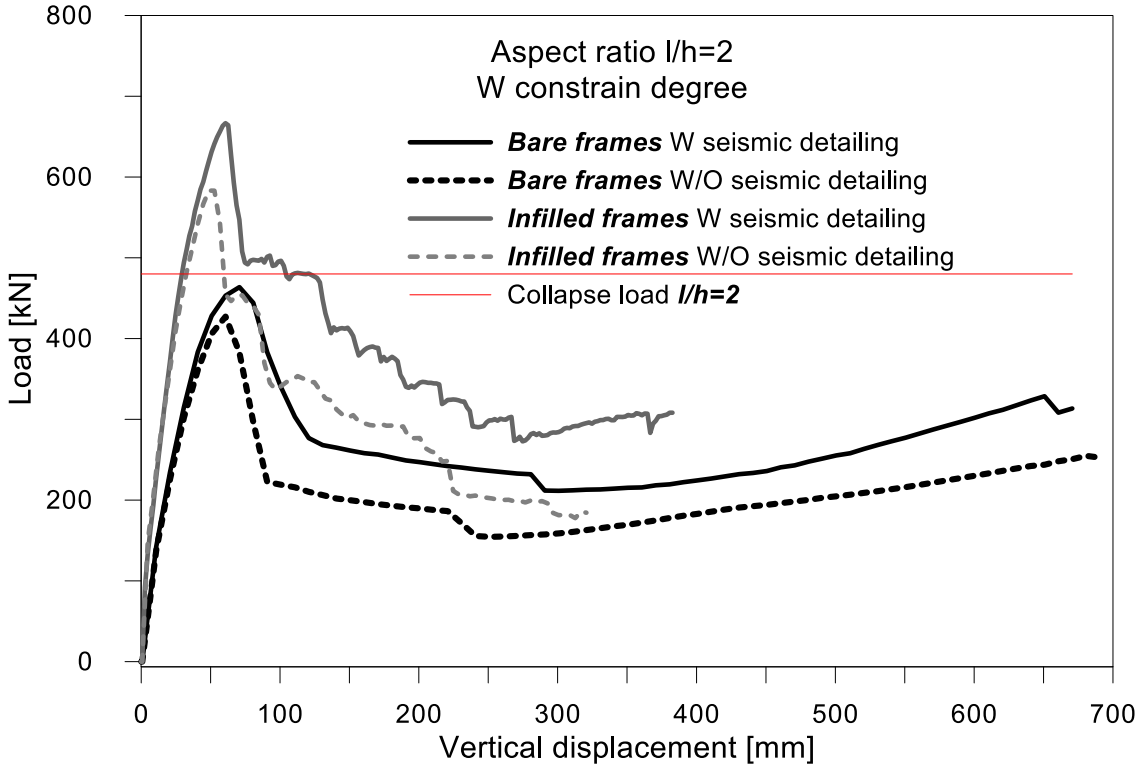


Figura 4.39: Telaio fattore di forma l/h=2, con vincoli laterali

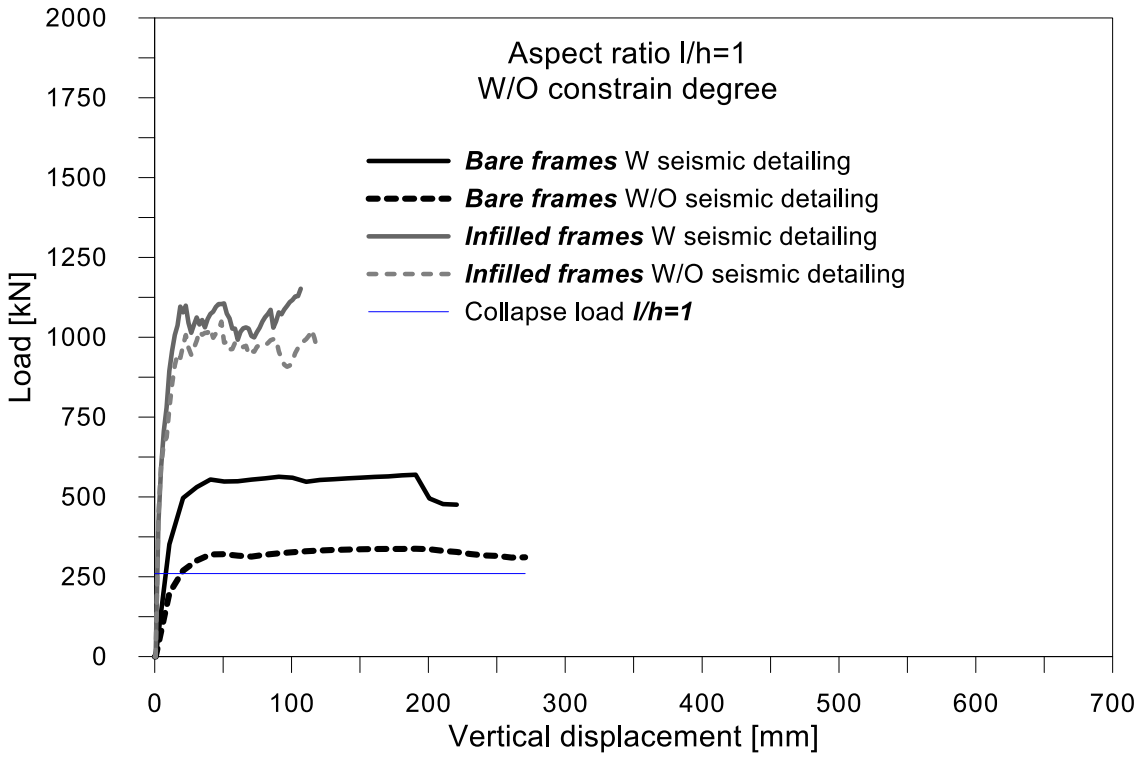


Figura 4.40: Telaio fattore di forma l/h=1, senza vincoli laterali

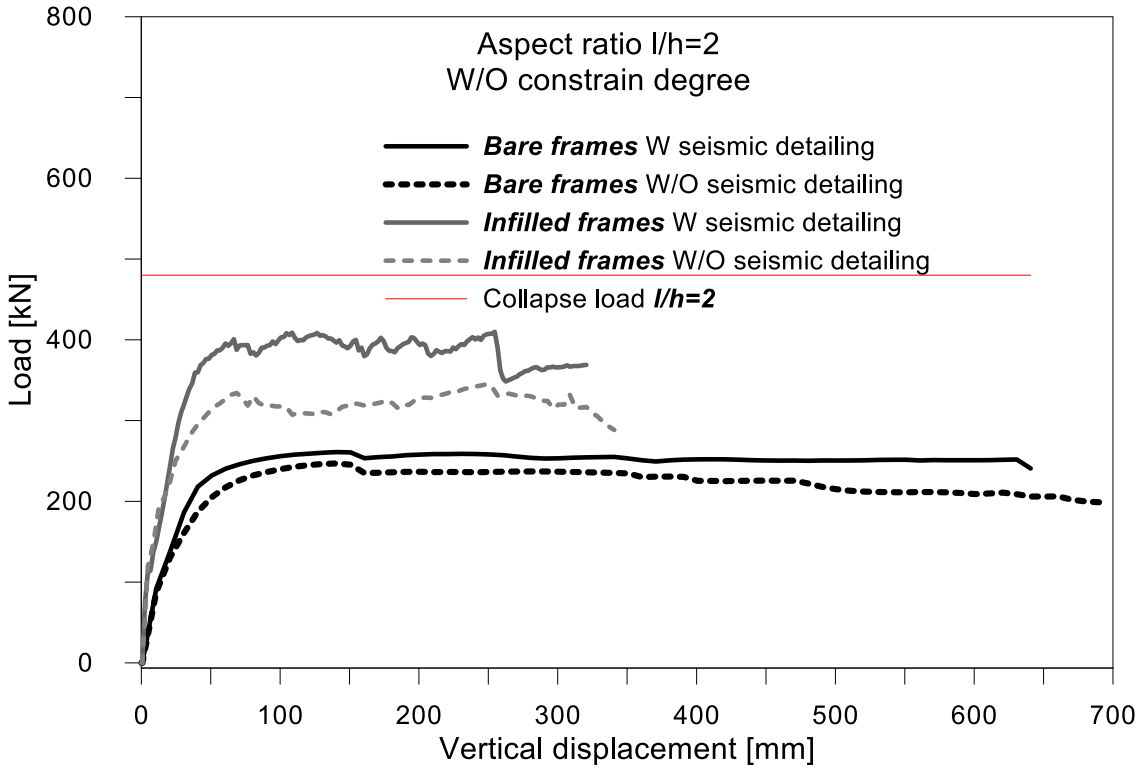


Figura 4.41: Telaio fattore di forma l/h=2, senza vincoli laterali

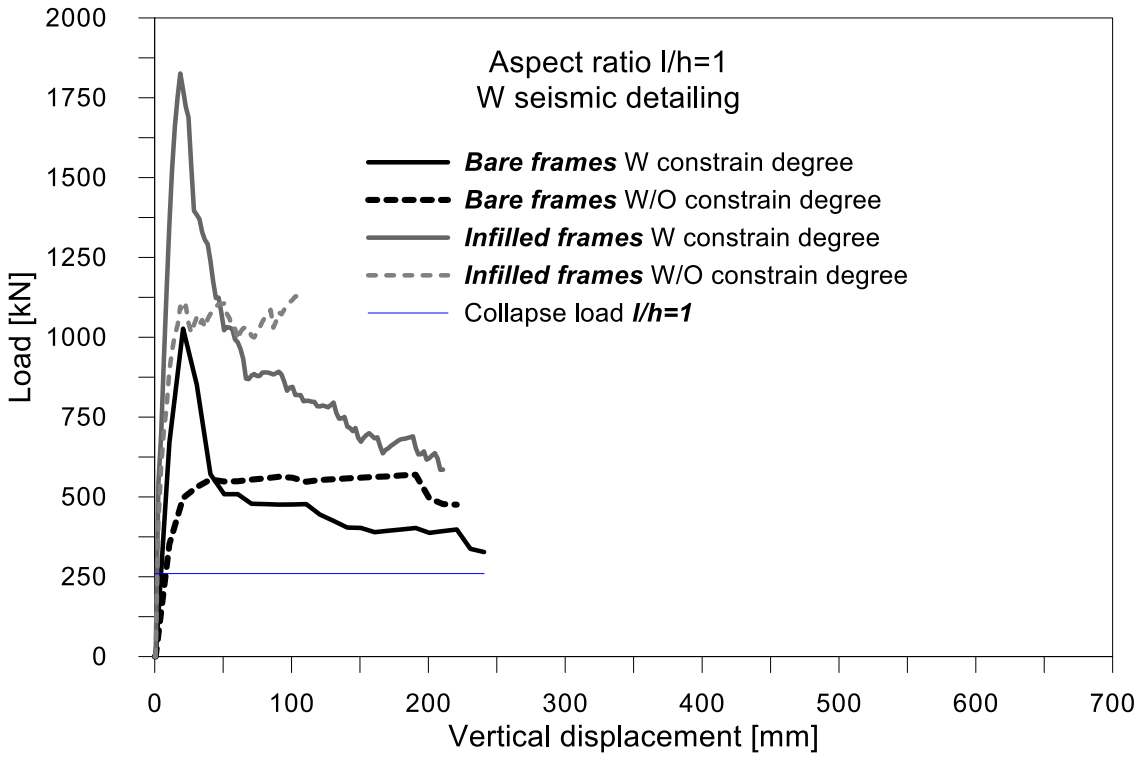


Figura 4.42: Telaio fattore di forma l/h=1, con dettaglio sismico

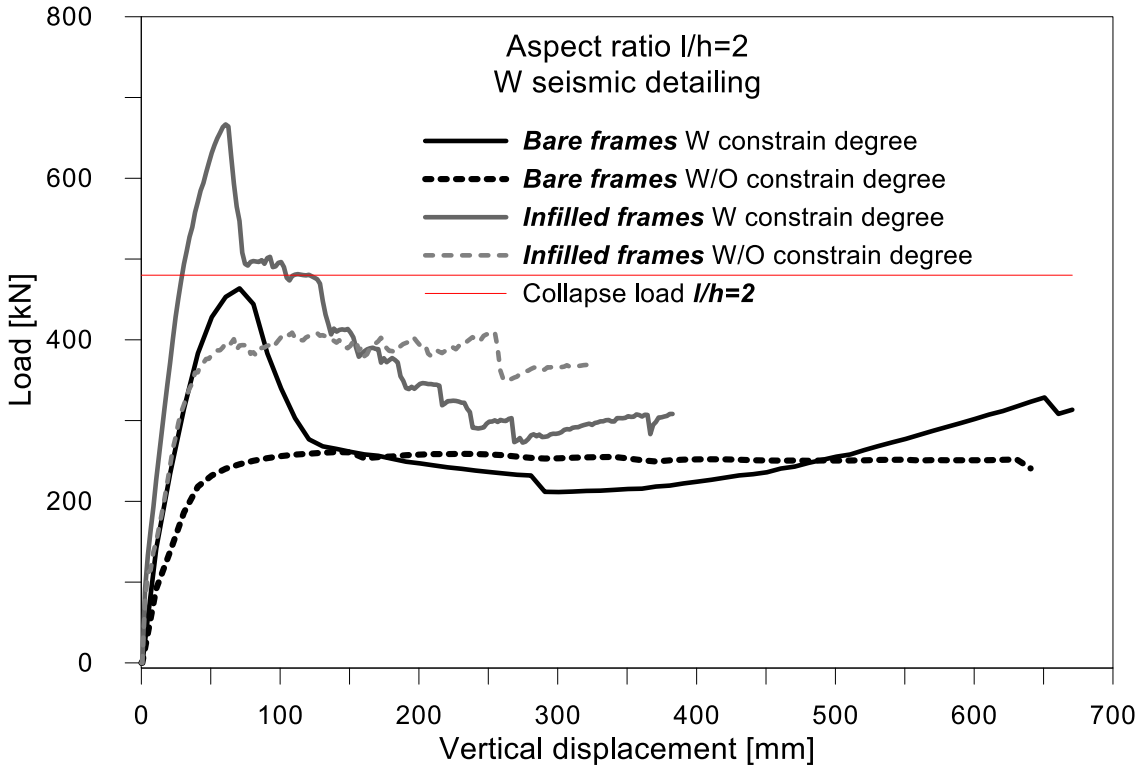


Figura 4.43: Telaio fattore di forma l/h=2, con dettaglio sismico

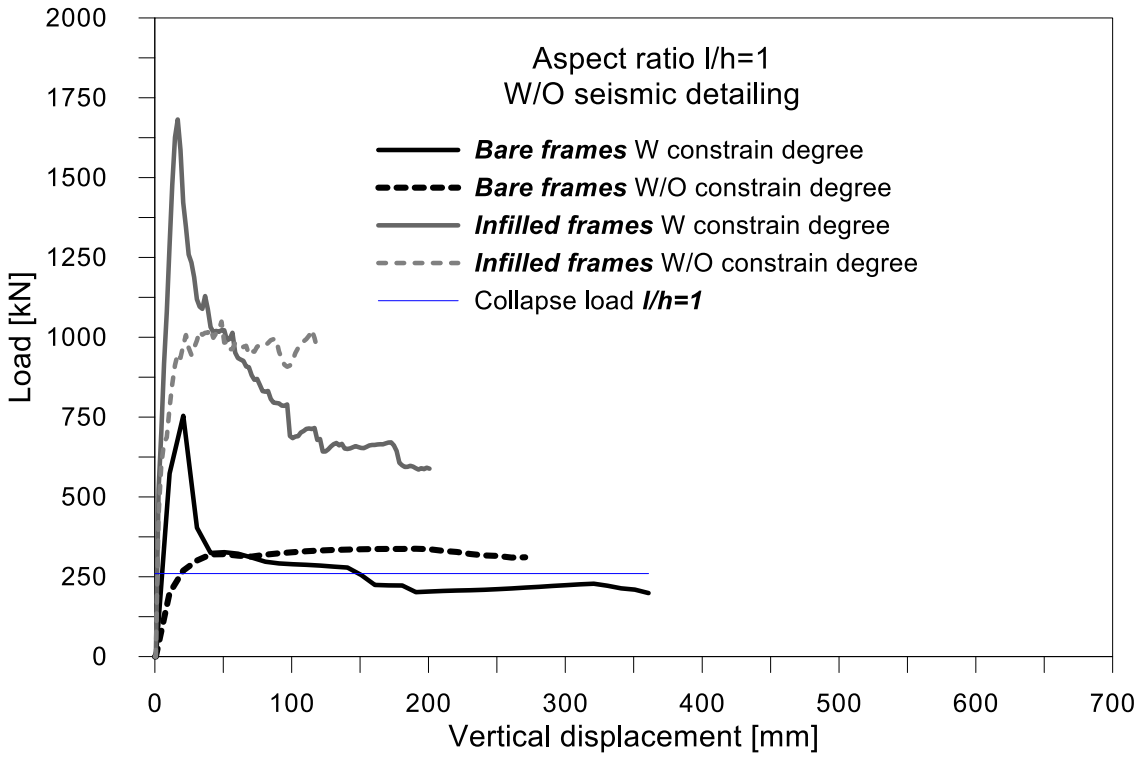


Figura 4.44: Telaio fattore di forma l/h=1, senza dettaglio sismico

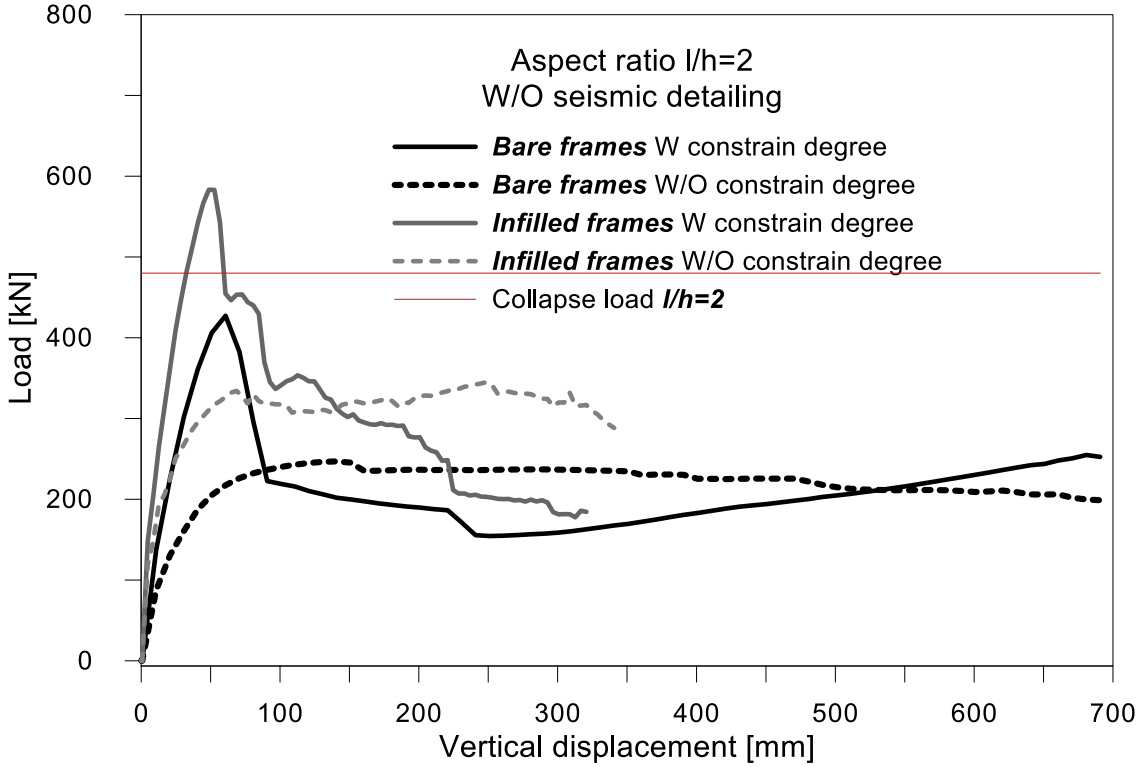


Figura 4.45: Telaio fattore di forma l/h=2, senza dettaglio sismico

4.3.4 Influenza dell'apertura

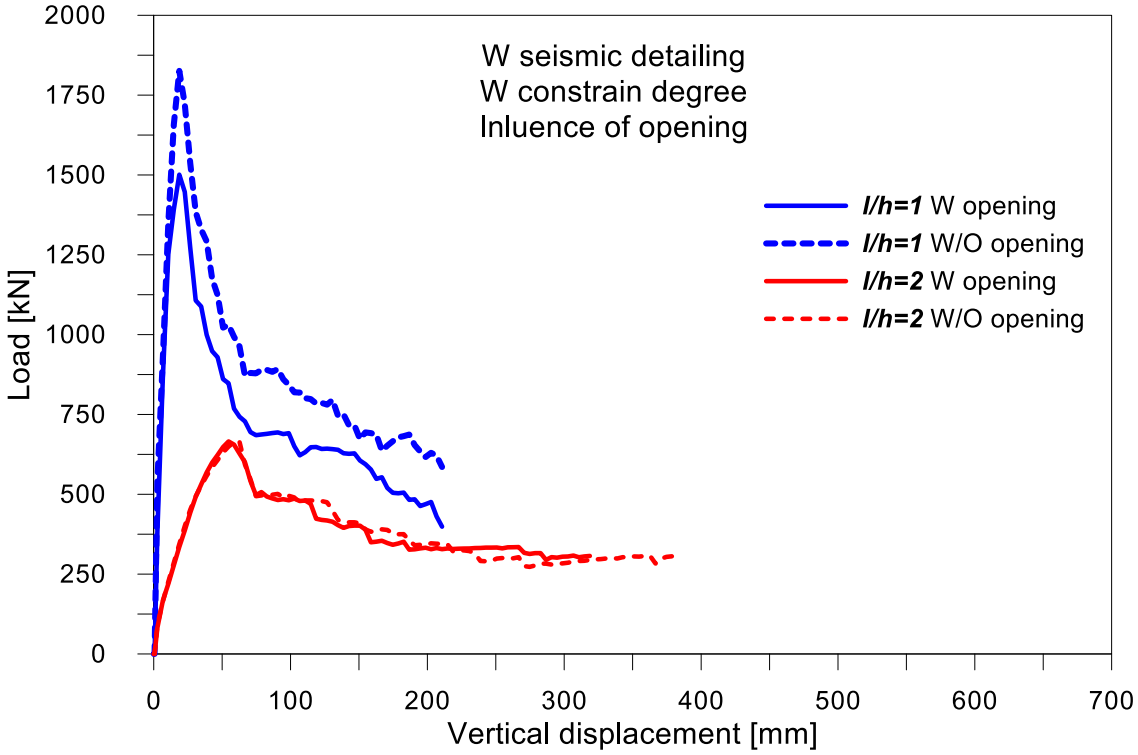


Figura 4.46: Telaio con dettagli sismici, con vincoli laterali – Influenza apertura

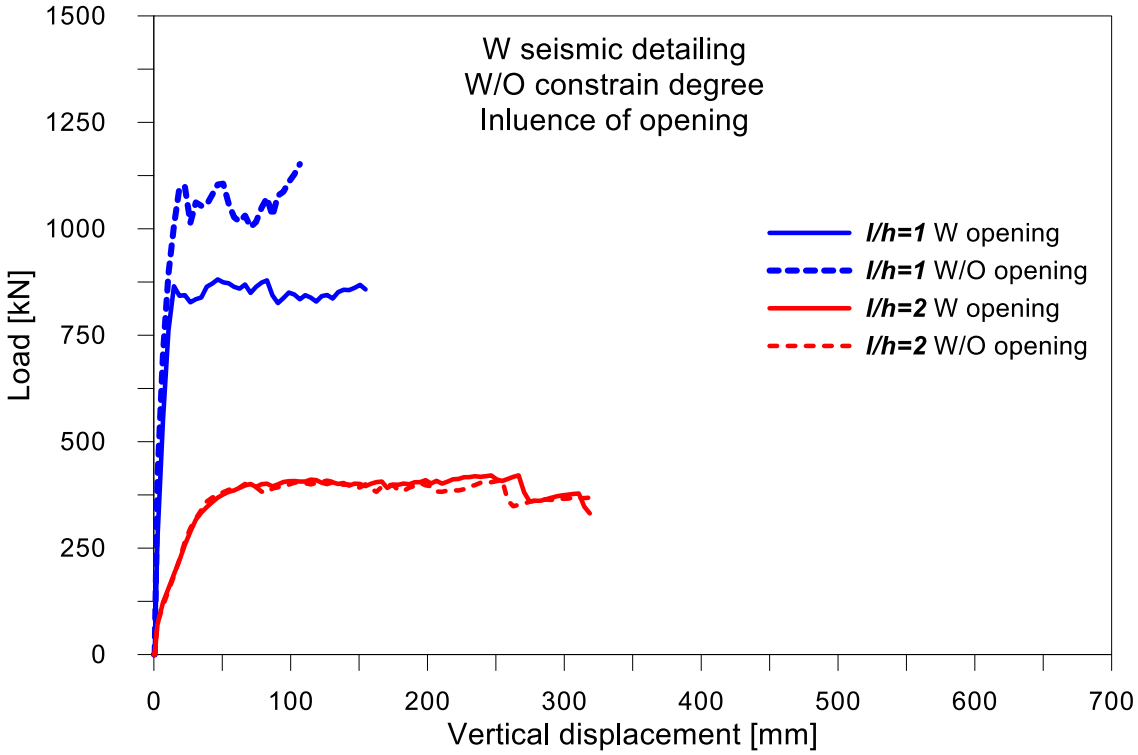


Figura 4.47: Telaio con dettagli sismici, senza vincoli laterali – Influenza apertura

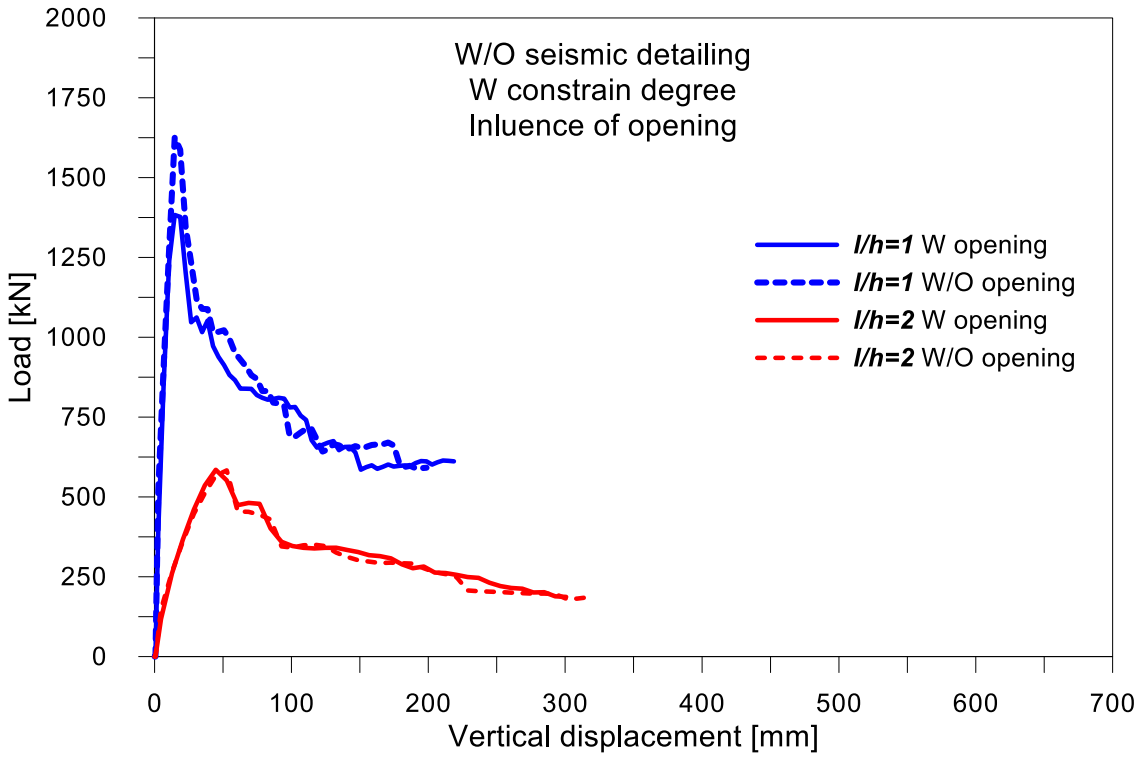


Figura 4.48: Telaio senza dettagli sismici, con vincoli laterali – Influenza apertura

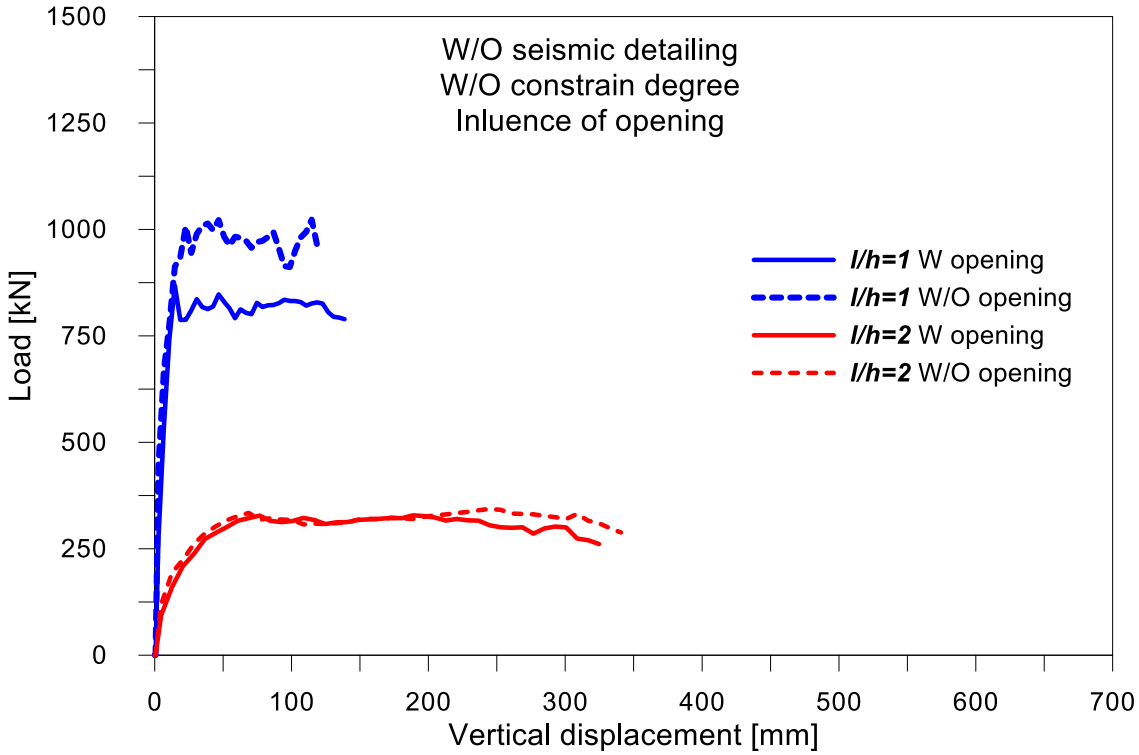


Figura 4.49: Telaio senza dettagli sismici, senza vincoli laterali – Influenza apertura

4.3.5 Formazione cerniere plastiche e fessure

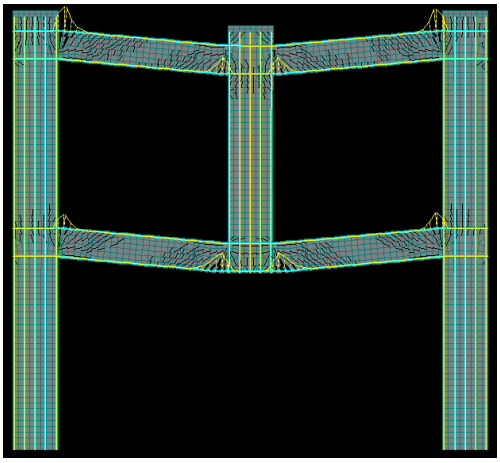


Figura 4.50: Bare frames fattore di forma l/h=1, con dettaglio sismico, con vincoli laterali

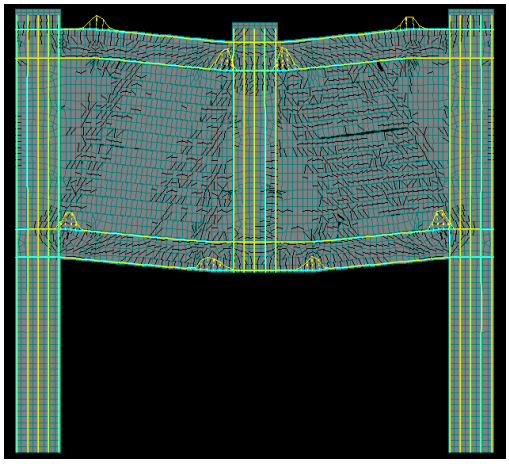


Figura 4.51: Infilled frames fattore di forma l/h=1, con dettaglio sismico, con vincoli laterali, senza apertura

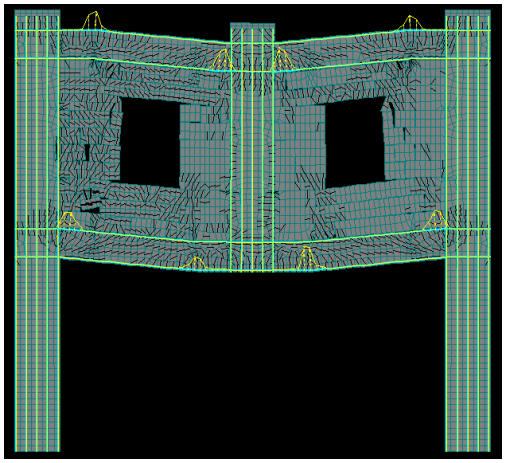


Figura 4.52: Infilled frames fattore di forma l/h=1, con dettaglio sismico, con vincoli laterali, con apertura

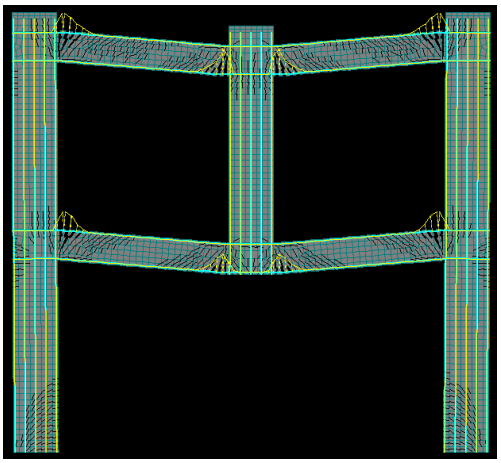


Figura 4.53: Bare frames fattore di forma l/h=1, con dettaglio sismico, senza vincoli laterali

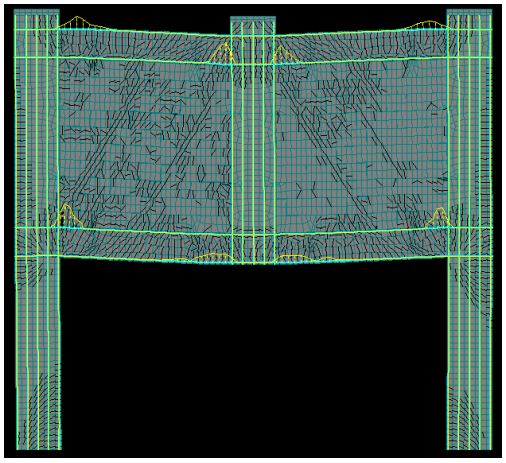


Figura 4.54: Infilled frames fattore di forma l/h=1, con dettaglio sismico, senza vincoli laterali, senza apertura

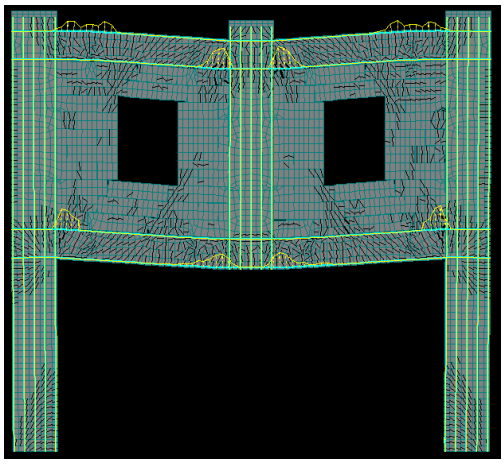


Figura 4.55: Infilled frames fattore di forma l/h=1, con dettaglio sismico, senza vincoli laterali, con apertura

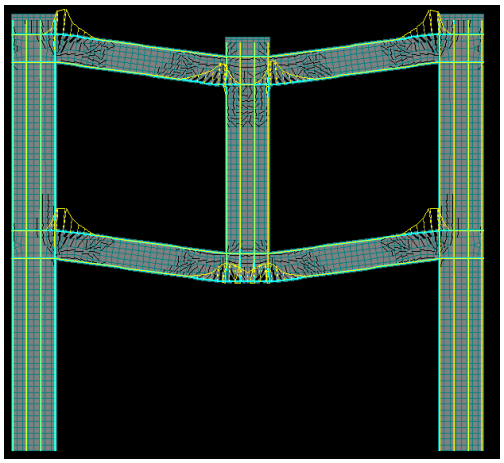


Figura 4.56: Bare frames fattore di forma l/h=1, senza dettaglio sismico, con vincoli laterali

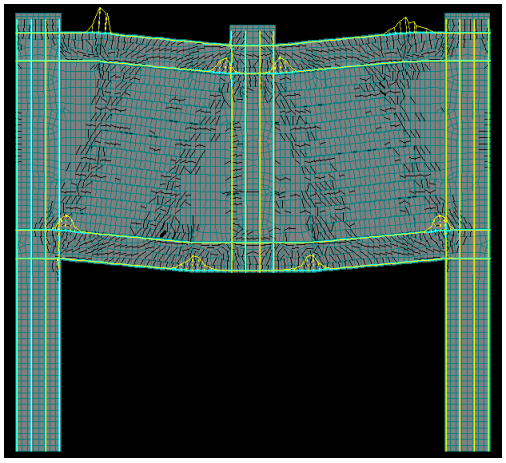


Figura 4.57: Infilled frames fattore di forma l/h=1, senza dettaglio sismico, con vincoli laterali, senza apertura

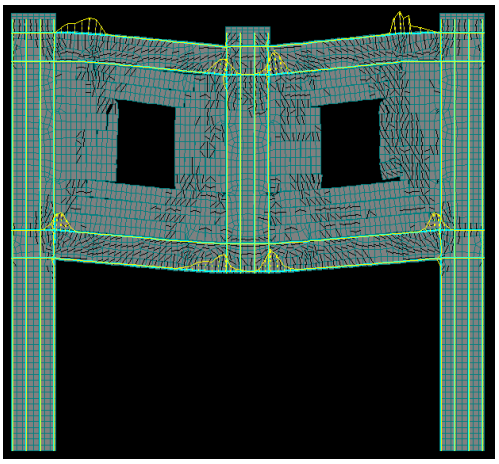


Figura 4.58: Infilled frames fattore di forma l/h=1, senza dettaglio sismico, con vincoli laterali, con apertura

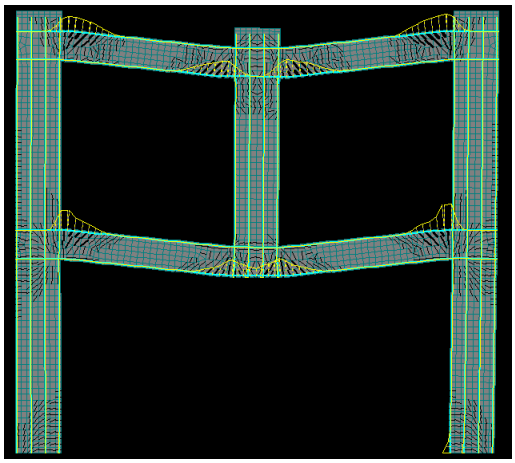


Figura 4.59: Bare frames fattore di forma l/h=1, senza dettaglio sismico, senza vincoli laterali

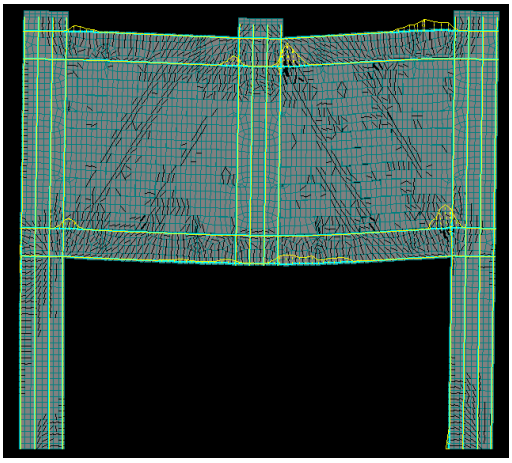


Figura 4.60: Infilled frames fattore di forma l/h=1, senza dettaglio sismico, senza vincoli laterali, senza apertura

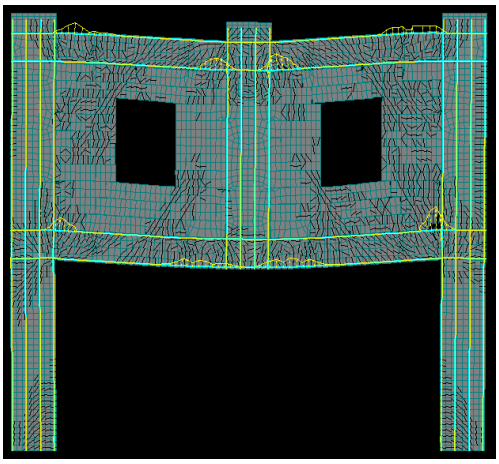


Figura 4.61: Infilled frames fattore di forma l/h=1, senza dettaglio sismico, senza vincoli laterali, con apertura

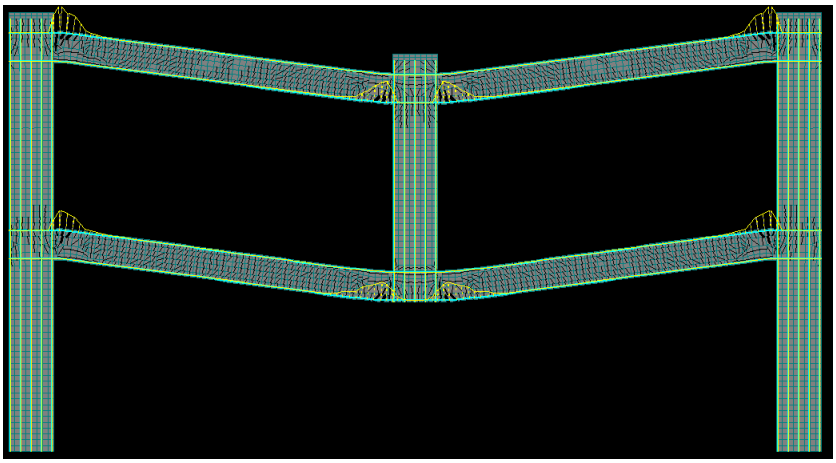


Figura 4.62: Bare frames fattore di forma l/h=2, con dettaglio sismico, con vincoli laterali

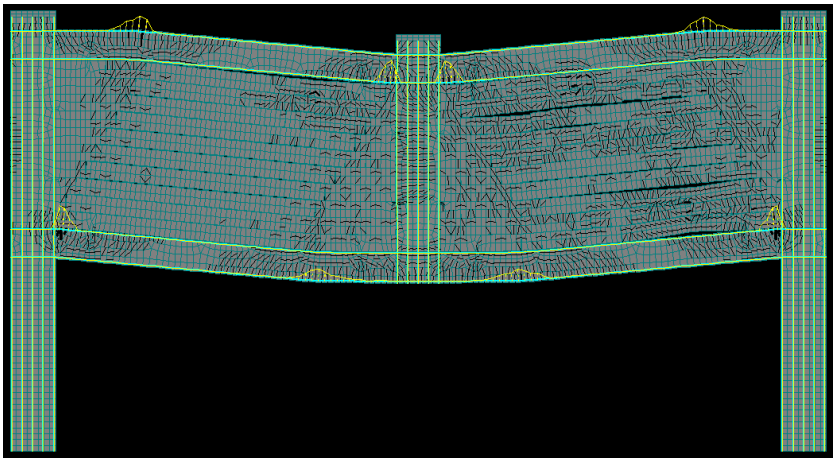


Figura 4.63: Infilled frames fattore di forma l/h=2, con dettaglio sismico, con vincoli laterali, senza apertura

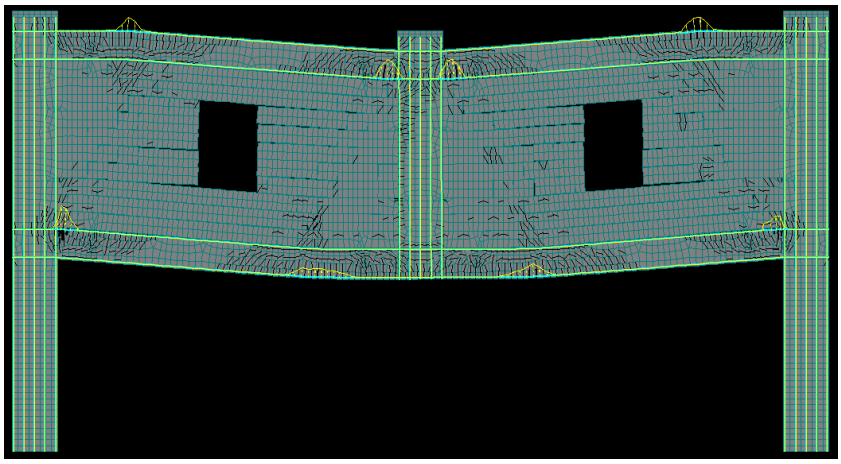


Figura 4.64: Infilled frames fattore di forma l/h=2, con dettaglio sismico, con vincoli laterali, con apertura

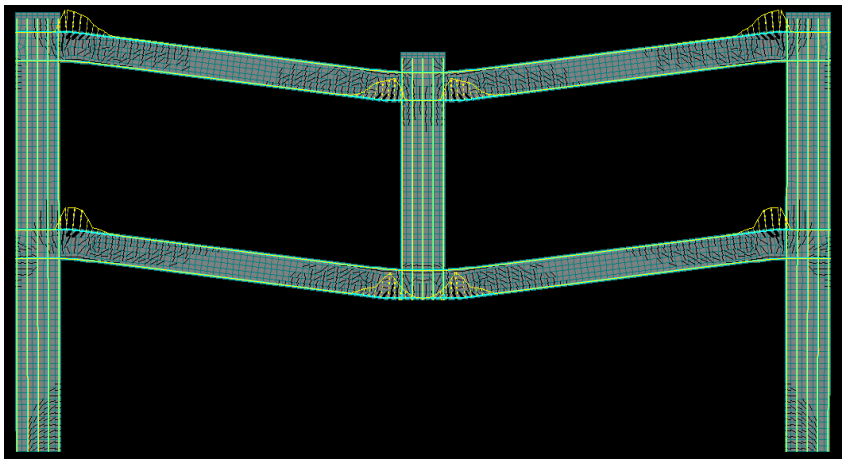


Figura 4.65: Bare frames fattore di forma l/h=2, con dettaglio sismico, senza vincoli laterali

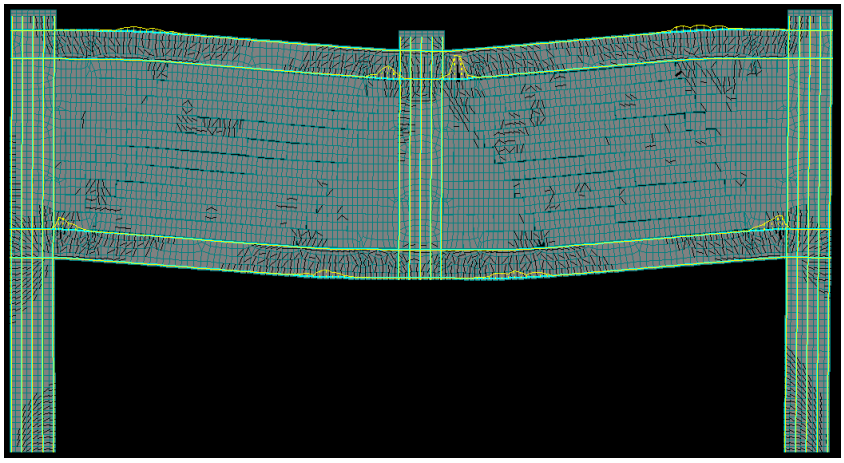


Figura 4.66: Infilled frames fattore di forma l/h=2, con dettaglio sismico, senza vincoli laterali, senza apertura

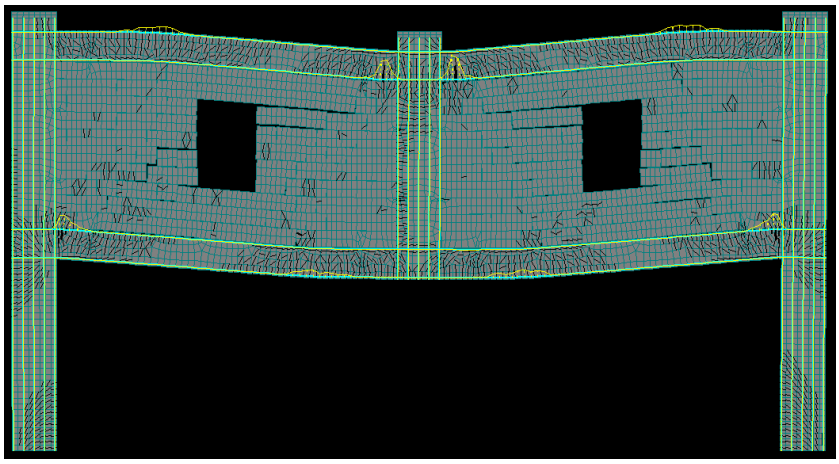


Figura 4.67: Infilled frames fattore di forma l/h=2, con dettaglio sismico, senza vincoli laterali, con apertura

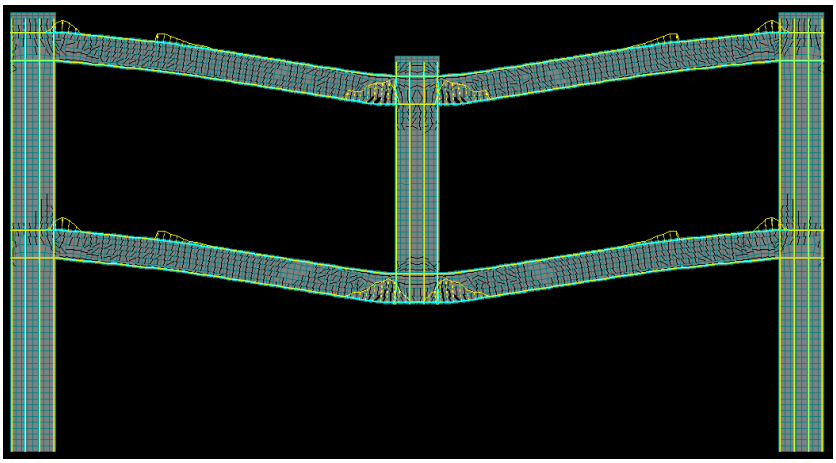


Figura 4.68: Bare frames fattore di forma l/h=2, senza dettaglio sismico, con vincoli laterali

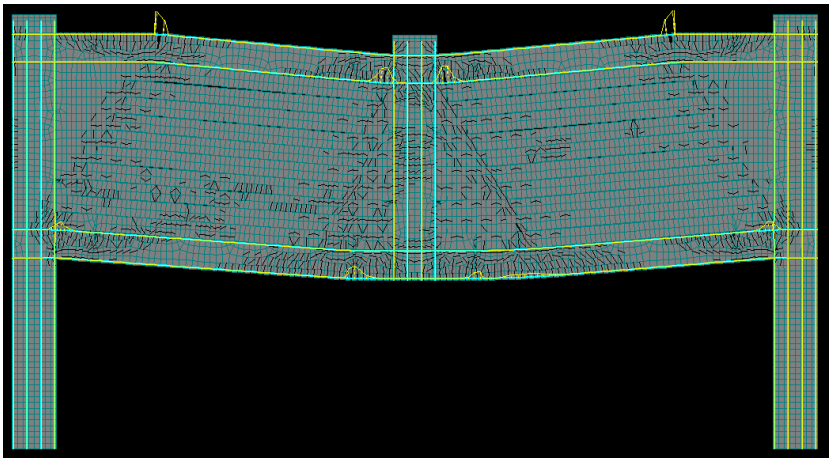


Figura 4.69: Infilled frames fattore di forma l/h=2, senza dettaglio sismico, con vincoli laterali, senza apertura

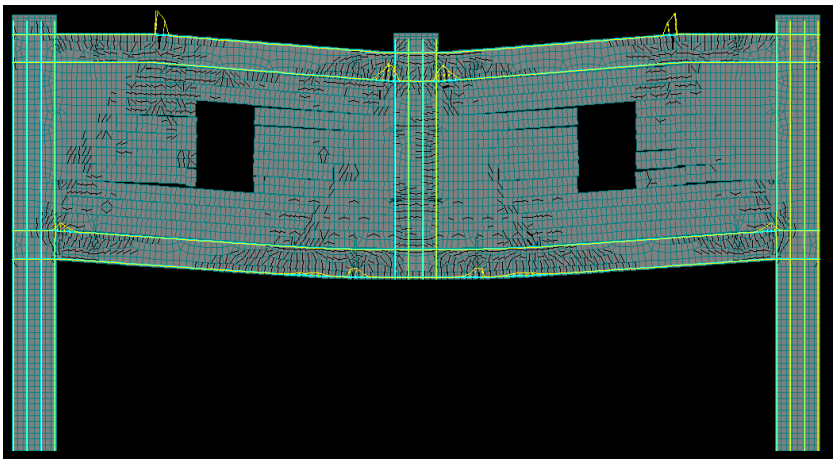


Figura 4.70: Infilled frames fattore di forma l/h=2, senza dettaglio sismico, con vincoli laterali, con apertura

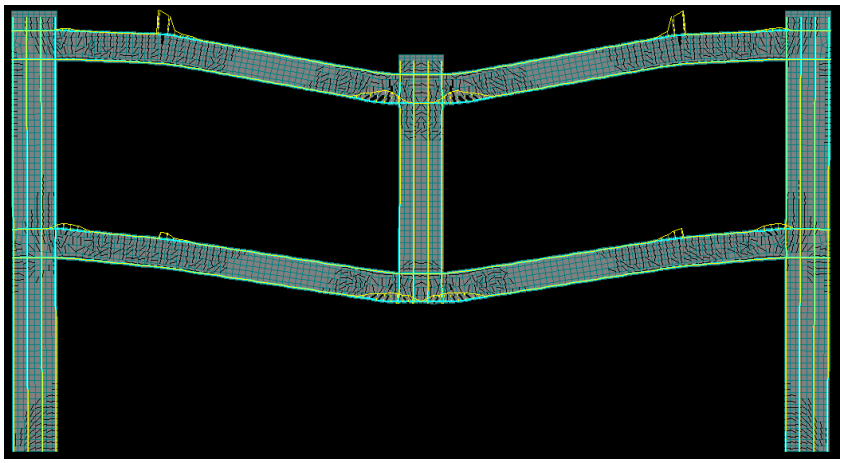


Figura 4.71: Bare frames fattore di forma l/h=2, senza dettaglio sismico, senza vincoli laterali

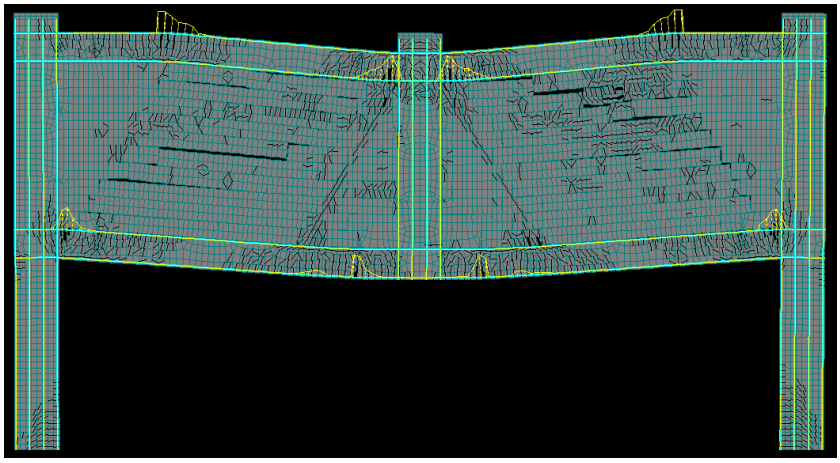


Figura 4.72: Infilled frames fattore di forma l/h=2, senza dettaglio sismico, senza vincoli laterali, senza apertura

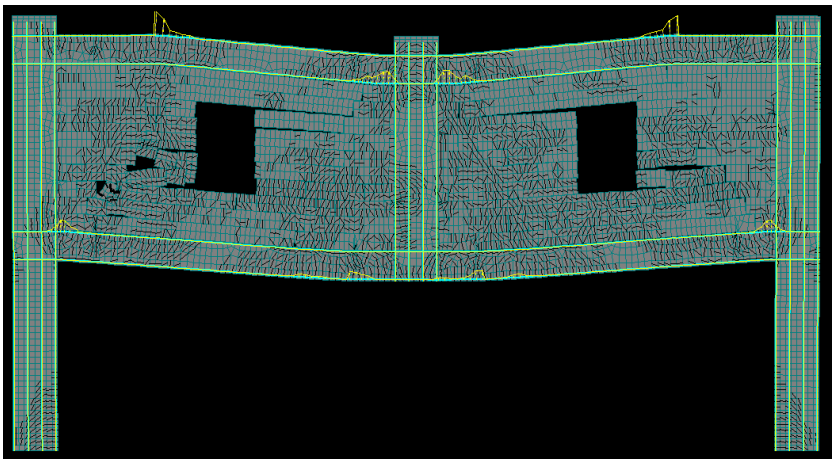


Figura 4.73: Infilled frames fattore di forma l/h=2, senza dettaglio sismico, senza vincoli laterali, con apertura

4.3.6 Analisi dell'evoluzione del quadro fessurativo e dei meccanismi di danneggiamento

Si analizzano le figure riportate nel paragrafo 4.3.5, dividendo i casi studio in sottocategorie:

- Telai vuoti – senza dettagli sismici – luce corta e lunga

Il tipico percorso di fessurazione che si forma nel provino del telaio bare frames ha inizio all'estremità della trave in corrispondenza della colonna centrale, in seguito si sviluppa nei punti estremi superiori della trave in corrispondenza della zona in tensione (**Fig. 4.74**). In generale, le fessure si verificano prima nel primo piano e poi in quello successivo.

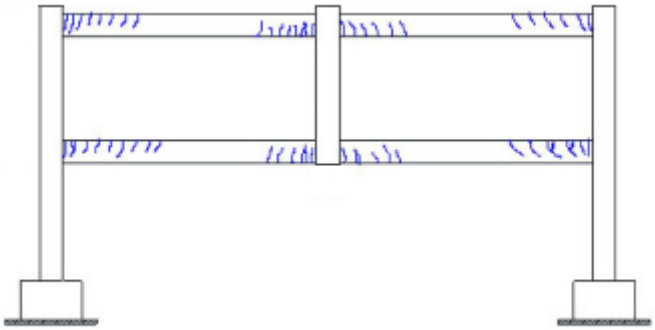


Figura 4.74: Schematizzazione meccanismo collasso "Bare frame"

In seguito al raggiungimento di spostamenti verticali elevati si sviluppano fessure a taglio in corrispondenza dei giunti esterni nel primo piano.

La rottura delle barre si verifica nella parte inferiore dell'estremità delle travi in prossimità della colonna centrale e nelle estremità superiori delle travi in tutti i piani, in trazione per effetto dell'innescarsi della catenaria.

Nel caso con campata lunga, non si verifica la formazione delle cerniere solamente nelle estremità delle travi, ma anche nelle zone in cui è presente un differente quantitativo di armatura.

- Telai vuoti – con dettagli sismici – luce corta e lunga

Nel caso dei bare frames in presenza di dettagli sismici, si riscontrano nuovamente fessure diagonali nei giunti esterni, dovute al taglio. Queste risultano più uniformi e di dimensione minore, in quanto la presenza dell'armatura trasversale, che confina il calcestruzzo, aiuta a bilanciare la forza di taglio e l'estensione delle rotture; anche in

questo caso si nota un percorso di fessurazione pressoché identico per ciascuna trave indipendentemente dal piano in cui si trova. Presentando maggior quantitativo di armatura si giunge a valori di resistenza superiore rispetto al caso senza dettagli sismici.

- Telai tamponati – senza dettagli sismici – luce corta e lunga

I telai tamponati presentano un diverso percorso di collasso, causato inizialmente dalla formazione delle fessure all'interno del telaio, riscontrando rotture nella zona superiore della trave (**Fig. 4.75**). Ulteriore avanzamento della prova determina lo svilupparsi della fessurazione all'interno dell'intero pannello di muratura, notando la formazione di due puntoni in compressione.

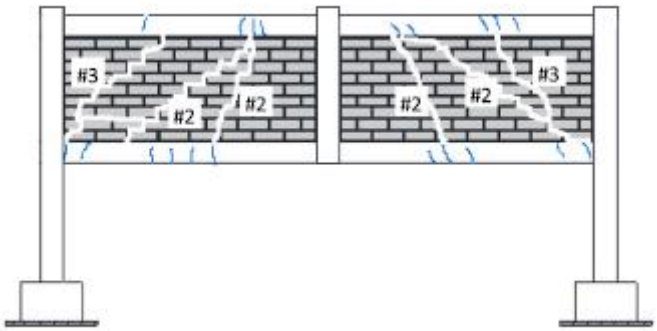


Figura 4.75: Schematizzazione meccanismo collasso "Infilled frame"

Si nota nella prima fase della prova uno sviluppo di piccole fessure all'interno del telaio e bassi valori di deformazione nelle armature longitudinali delle travi; nella prima fase di collasso, la capacità resistente del provino è dunque attribuibile maggiormente al tamponamento piuttosto che al telaio.

Con l'incremento successivo della fase di carico, si genera scorrimento nella muratura, la cui funzione diminuisce drasticamente; l'aumento ulteriore dello spostamento verticale porta infatti alla separazione di alcuni mattoncini.

In seguito si arriva allo snervamento delle barre o alla rottura a taglio nei giunti esterni con il conseguente collasso del sistema.

Il caso con fattore di forma pari a 2 presenta una rottura peggiore del pannello con importanti danneggiamenti che possono portare al distacco di zone di muratura.

Le improvvise cadute che si possono verificare nella curva di pushdown sono causate dal raggiungimento dello snervamento delle barre di armatura in alcune zone della trave.

- Telai tamponati – con dettagli sismici – luce corta e lunga

Tali provini presentano un'integrità maggiore del tamponamento rispetto ai casi senza dettagli sismici; in compenso si notano maggiori fessure nelle zone di giunto a causa della presenza dell'armatura di confinamento, che distribuisce uniformemente le fessure e da un incremento di resistenza. Il danneggiamento nelle zone di giunto, rispetto al medesimo caso di bare frame, risulta inferiore in quanto la presenza del puntone in compressione genera una resistenza nei confronti della forza di trazione sviluppata nelle travi.

Nel caso con fattore di forma 1, in assenza di vincoli laterali, si nota un collasso non dovuto allo snervamento dell'acciaio ma ad una rottura a taglio. Discorso analogo si riscontra per il telaio con fattore di forma 2 con presenza di dettagli sismici e vincoli.

Confronto dei risultati:

Le principali conclusioni che si possono trarre dall'analisi dei grafici risultano:

- Incremento di resistenza nel caso dei telai infilled frame.

  Dallo studio emerge l'incremento in termini di resistenza derivante dall'introduzione della tamponatura. Osservando i grafici riguardanti l'influenza del fattore di forma si nota come il rapporto del carico resistente della curva di pushdown tra la condizione infilled frame e bare frames sia pari a 1,5/2 volte nel caso del fattore di forma 2 e anche superiore alle 2 volte nel caso con fattore di forma pari ad 1.

  La tamponatura determina un maggior incremento di resistenza nella situazione di assenza di dettagli sismici.
- Incremento di rigidezza con l'inserimento della tamponatura.

  Dal primo tratto dei grafici si può notare un notevole incremento in termini di rigidezza iniziale dell'infilled frames rispetto al caso bare frames.
- La larghezza delle fessure nei giunti esterni dei telai tamponati risulta minore rispetto ai corrispondenti dei bare frames, in quanto la localizzazione dei puntoni compressi dei pannelli danneggiati può comportare un vincolo

laterale addizionale per i giunti, che risultano dunque in grado di resistere alla forza che si sviluppa nelle travi durante il meccanismo di catenaria.

- Meccanismo di collasso del tamponamento prevede la formazione di due puntoni in compressione per entrambi i fattori di forma.
- Maggior influenza dei dettagli sismici nel caso dei bare frames rispetto agli infilled frames. Questo aspetto lo si riscontra sia in termini di resistenza che di efficacia del meccanismo di catenaria. Infatti si nota un maggior incremento del carico resistente nel caso del telaio vuoto in presenza di dettagli sismici, rispetto alla condizione in cui non risultano presenti. Essendo il telaio sprovvisto di tamponatura risente maggiormente della presenza di un quantitativo maggiore di armatura.
- La presenza del vincolo determina ovviamente un aumento della resistenza del telaio e tale incremento si presenta notevole per entrambi i due fattori forma. In generale, nei casi in cui mancano i vincoli laterali, si riscontra spesso una situazione delle fessure non simmetrica, dovuto principalmente a dei fenomeni di instabilità locale che tendono a far sbandare la struttura in una direzione casuale.
- Resistenza nei confronti del carico di collasso statico. Si nota dai grafici una notevole resistenza del telaio con fattore di forma 1, il quale oltre ad avere una campata minore, presenta un carico di collasso inferiore rispetto a quello con fattore di forma 2 e dunque riesce a resistere indipendentemente dalla presenza dei vincoli o dei dettagli sismici.

  Dai grafici del paragrafo 4.3.2 si evidenzia come nella condizione con fattore di forma pari a 2, le curve risultino tutte sotto alla curva di collasso orizzontale ad eccezione dei casi infilled frames con e senza dettagli sismici in presenza di vincoli, in cui il telaio riesce a sopportare l'aumento di carico derivante dalla perdita improvvisa della colonna.
- La presenza dell'apertura influenza principalmente i provini con fattore di forma pari a 1, in essi infatti si verifica un maggior decremento di resistenza. Questo lo si poteva prevedere in quanto la dimensione delle aperture pari a 135x96 cm risultano interessare una zona consistente della tamponatura e ne influenzano la risposta. Nel caso con fattore di forma 2 invece si trova in una

zona interna rispetto alla formazione dei due puntoni senza alterare perciò il meccanismo resistente del telaio tamponato.

- Differente meccanismo resistente tra il telaio vuoto e tamponato, nella situazione di variazione del fattore di forma della sezione della trave.

  L'effetto catenaria risulta avere minor effetto nel caso infilled, nei quali la forza di compressione che si genera nei giunti a causa dei puntoni compressi può bilanciare parte della forza assiale che si sviluppa nella trave. Nelle zone dei giunti esterni rimane integra la muratura, che lavorando con la colonna, fornisce un incremento di resistenza nei confronti del momento, forza di taglio e forza assiale.

  I tamponamenti, lavorando come due puntoni compressi, incrementano la fase di meccanismo ad arco a discapito del meccanismo di la catenaria. Tale effetto di catenaria è risentito nei bare frames con variazione della sezione della trave in cui si nota un aumento della resistenza nella fase di post picco.

  Nel caso senza vincoli, si riscontra un movimento inizialmente verso l'esterno a causa della spinta del carico ed in seguito verso l'interno con l'istaurarsi dell'effetto catenaria.

- Modifica del comportamento dinamico e conseguente variazione dello spostamento atteso in condizioni dinamiche. Nonostante le curve di pushdown risultino un ottimo metodo equivalente per la risoluzione del collasso progressivo, al fine di arrivare ad una più accurata valutazione del meccanismo di collasso risulta necessario considerare la risposta dinamica dei campioni analizzati.

4.3.7 Influenza del numero dei piani sulla robustezza di telai vuoti e tamponati

L'analisi FEM è stata eseguita facendo variare il numero dei piani del telaio considerato, mettendo in relazione la capacità di resistenza di ognuno di essi; si è studiato il caso con fattore di forma pari ad 1, in presenza di dettagli sismici e vincoli laterali imposti dalle travi della struttura circostante il telaio. Il confronto viene eseguito separatamente per il telaio bare frame e infilled frame (**Fig. 4.76-4.77**).

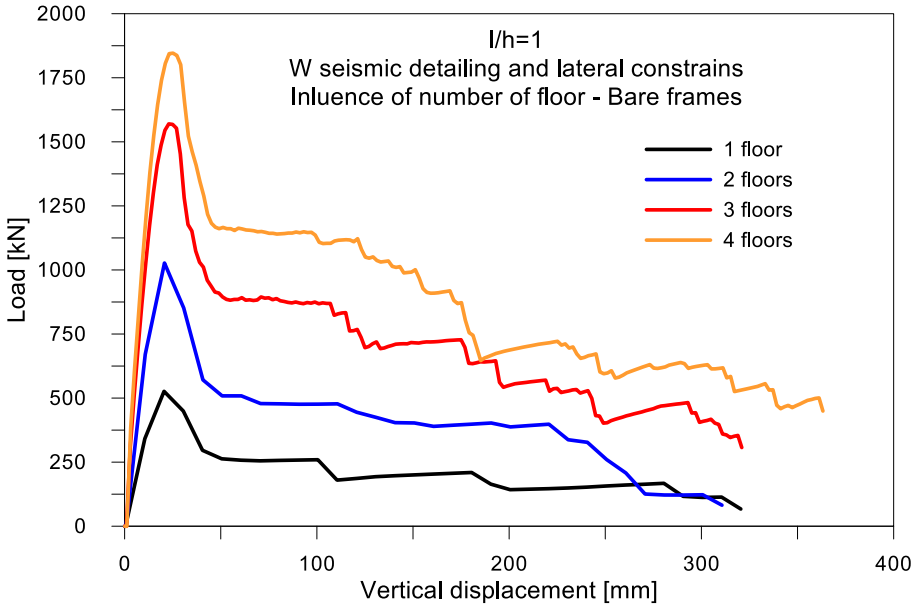


Figura 4.76: Influenza del numero dei piani – Bare frame

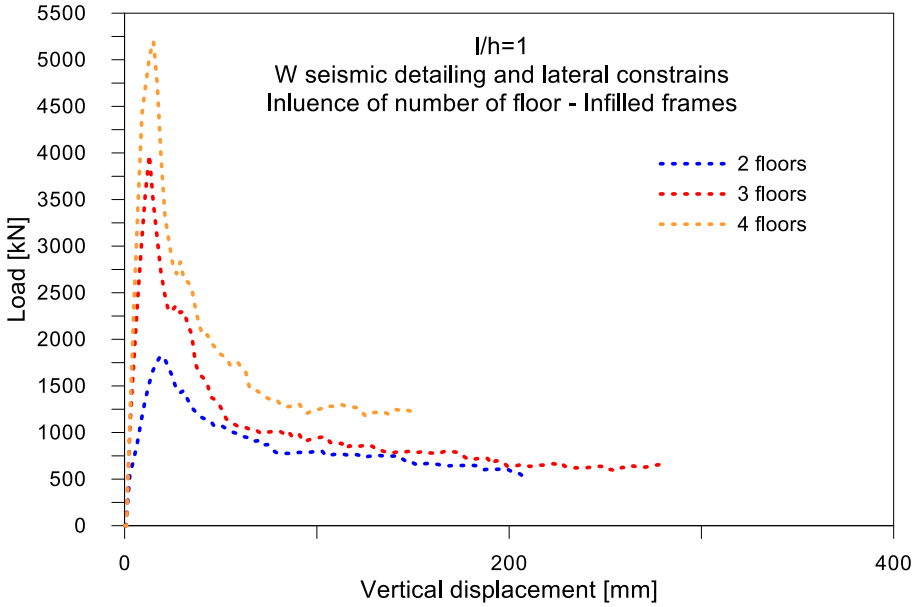


Figura 4.77: Influenza del numero dei piani – Infilled frame

Dai grafici risulta notevole l'incremento di resistenza all'aumentare del numero dei piani. Di seguito viene riportato l'andamento della capacità del telaio in relazione ai piani considerati per entrambi i casi (**Fig. 3.78**) e il rapporto di resistenza tra la condizione con e senza tamponatura (**Fig. 3.79**).

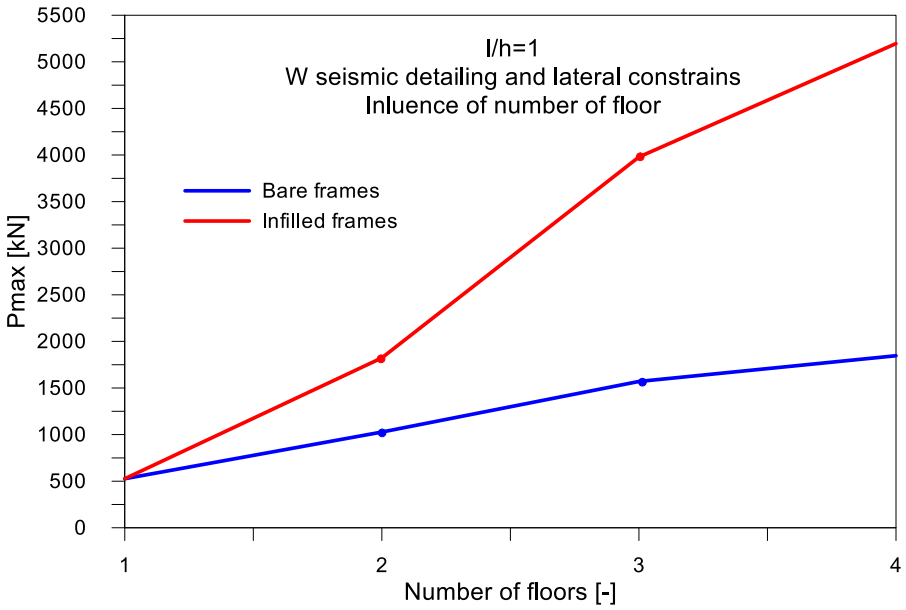


Figura 4.78: Influenza del numero dei piani sulla capacità di resistenza del telaio

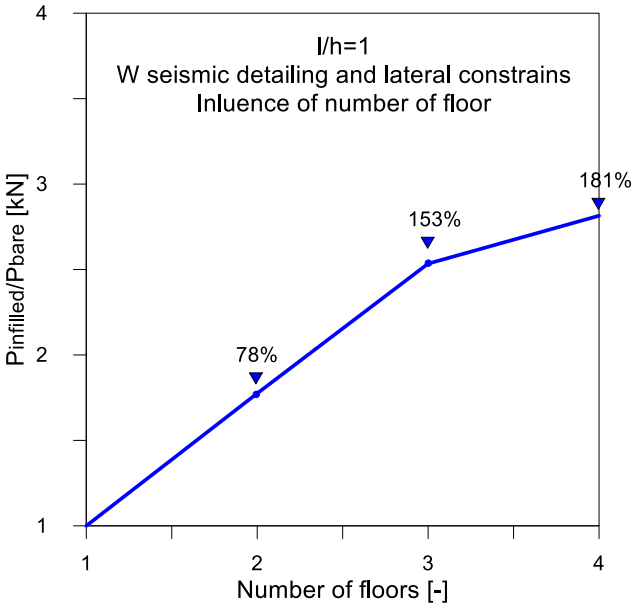


Figura 4.79: Incremento di resistenza tra telaio infilled frames e bare frame in relazione al numero dei piani

Vengono riportate le figure rappresentanti la condizione deformata dei telai e la relativa formazione di cerniere plastiche.

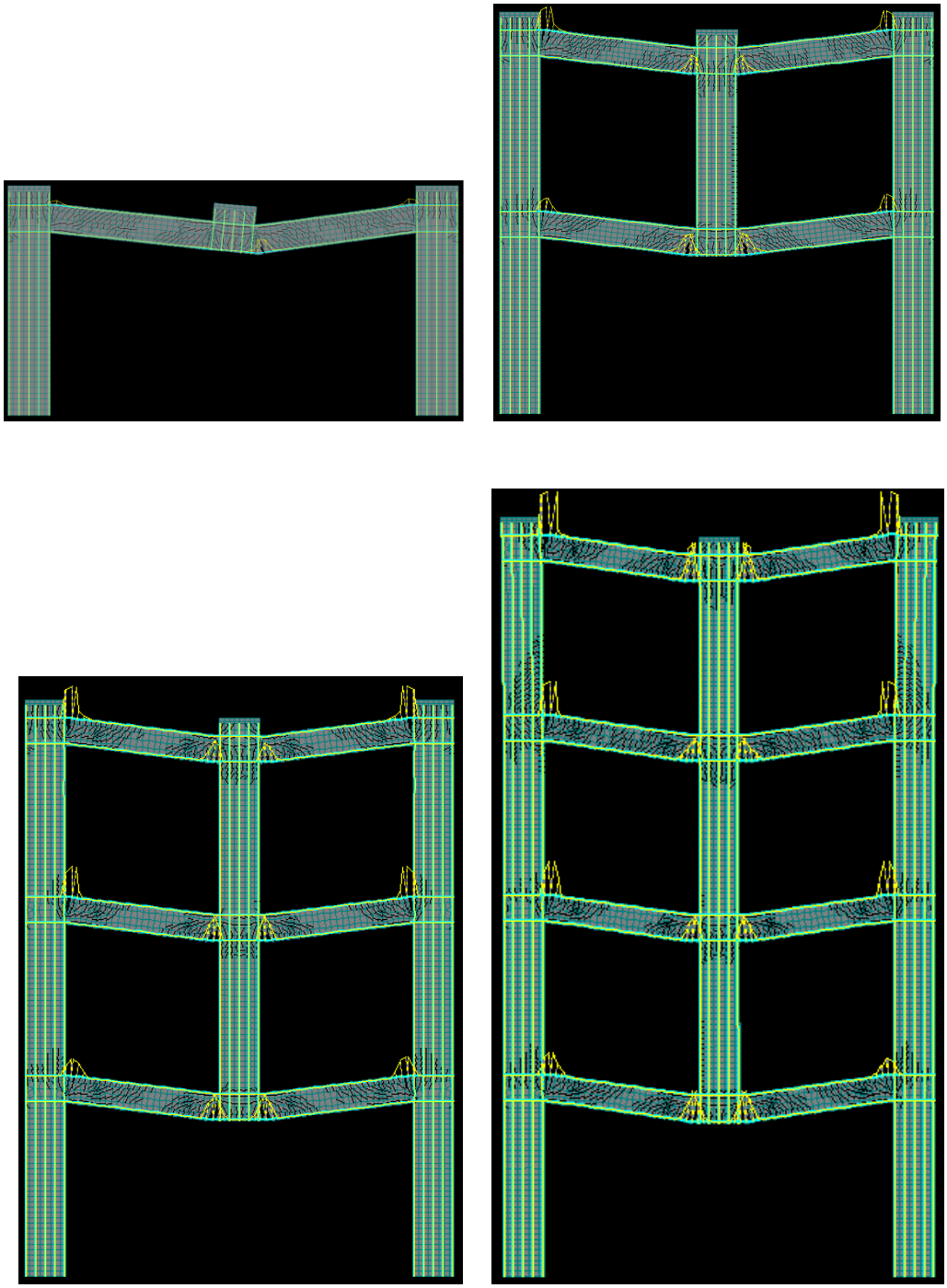


Figura 4.80: Formazione cerniere plastiche nei telai bare frame

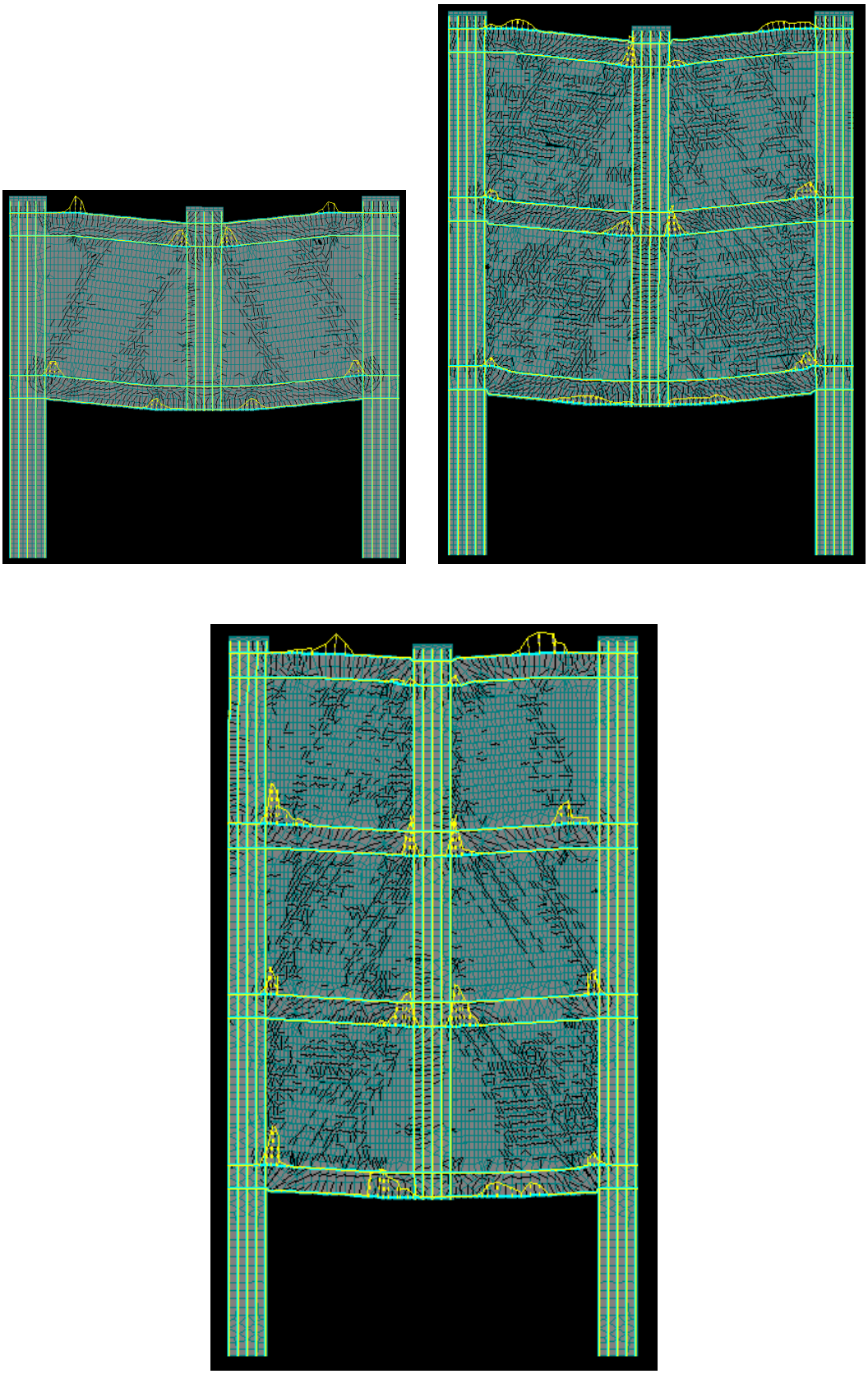


Figura 4.81: Formazione cerniere plastiche nei telai infilled frame

Con l'aumentare del numero dei piani si nota un ragionevole incremento di resistenza del telaio analizzato, in quanto nei vari piani si genera lo stesso meccanismo con la formazione delle medesime cerniere, come osservabile dalle **figure 4.80-4.81**. Dall'analisi dei bare frames si nota come la formazione delle cerniere abbia inizio nei piani superiori fino a poi ad arrivare a quelli inferiori con il conseguente collasso dei provini analizzati.

L'aumento delle cerniere plastiche in modo proporzionale al numero dei piani determina dunque un graduale incremento della resistenza del telaio bare frames.

Il caso degli infilled frame non presenta invece questa linearità in termini di crescita di capacità del telaio. Nel caso del telaio tamponato, l'incremento di carico rapportato al corrispondente telaio vuoto, risulta crescente con l'aumentare del numero dei piani. Se si considera la **figura 4.79** si riscontra come questo valore tenda però ad aumentare in maniera più che proporzionale al numero dei piani.

Dal confronto tra i valori di picco degli infilled frames e dei bare frames si riscontra come questo effetto crescente tenda a diminuire dopo il raggiungimento di tre piani di elevazione.

4.3.8 Influenza del fattore di forma delle sezioni delle travi

Si è considerato un altro tipo di progettazione facendo riferimento a delle travi a spessore 20x100, al fine di inserirle all'interno del solaio senza creare problemi per l'ambiente interno. Si sono analizzati ulteriori due casi, nei quali si è fatta variare la sezione della trave, considerando il caso di travi 30x70 e 40x50, aventi un momento resistente nell'intorno delle travi a spessore al fine di confrontare il comportamento di travi con resistenza simile.

La progettazione è stata svolta mediante il software Edilus, come riportato nel capitolo 3, e tramite ATENA 2D si è nuovamente svolta l'analisi pushover ottenendo le relative curve di capacità (**Fig. 4.82-4.84**).

Di seguito si riportano i valori del calcestruzzo e delle staffe implementati sul software:

Cls colonna passo staffe 150 mm		
Compressive strenght f_c	-29.26	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0037	[-]
Compression softening parameter	0.112	[-]
Cls colonna passo staffe 160 mm		
Compressive strenght f_c	-29.04	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0036	[-]
Compression softening parameter	0.117	[-]
Cls trave non confinato		
Compressive strenght f_c	-25.00	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.002	[-]
Compression softening parameter	0.079	[-]

Tabella 4.21: Parametri calcestruzzo campata 6,16 senza dettagli sismici – Travi 20x100

Pilastri	Orizzontale ϕ8/15	0.002233	[-]
Pilastri	Orizzontale ϕ8/16	0.002093	[-]
Travi	Verticale ϕ8/13	0.000773	[-]

Tabella 4.22: Disposizione staffe modello campata 6,16 m e senza dettagli sismici - Travi 20x100

Cls colonna passo staffe 140 mm		
Compressive strenght f_c	-29.50	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0038	[-]
Compression softening parameter	0.120	[-]
Cls trave passo staffe 90 mm		
Compressive strenght f_c	-32.76	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0051	[-]
Compression softening parameter	0.092	[-]
Cls non confinato		
Compressive strenght f_c	-25.00	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.002	[-]
Compression softening parameter	0.079	[-]

Tabella 4.23: Parametri calcestruzzo campata 6,16 senza dettagli sismici – Travi 30x70

Pilastri	Orizzontale ϕ8/14	0.002392	[-]
Travi	Verticale ϕ8/9	0.001595	[-]

Tabella 4.24: Disposizione staffe modello campata 6,16 m e senza dettagli sismici - Travi 30x70

Cls colonna passo staffe 140 mm		
Compressive strenght f_c	-29.50	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0038	[-]
Compression softening parameter	0.120	[-]
Cls trave passo staffe 130 mm		
Compressive strenght f_c	-29.89	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.0040	[-]
Compression softening parameter	0.089	[-]
Cls non confinato		
Compressive strenght f_c	-25.00	[MPa]
Compressive strain at compressive strenght in the uniaxial compressive test ε_c	-0.002	[-]
Compression softening parameter	0.079	[-]

Tabella 4.25: Parametri calcestruzzo campata 6,16 senza dettagli sismici – Travi 40x50

Pilastri	Orizzontale ϕ8/14	0.002392	[-]
Travi	Verticale ϕ8/13	0.001546	[-]

Tabella 4.26: Disposizione staffe modello campata 6,16 m e senza dettagli sismici - Travi 40x50

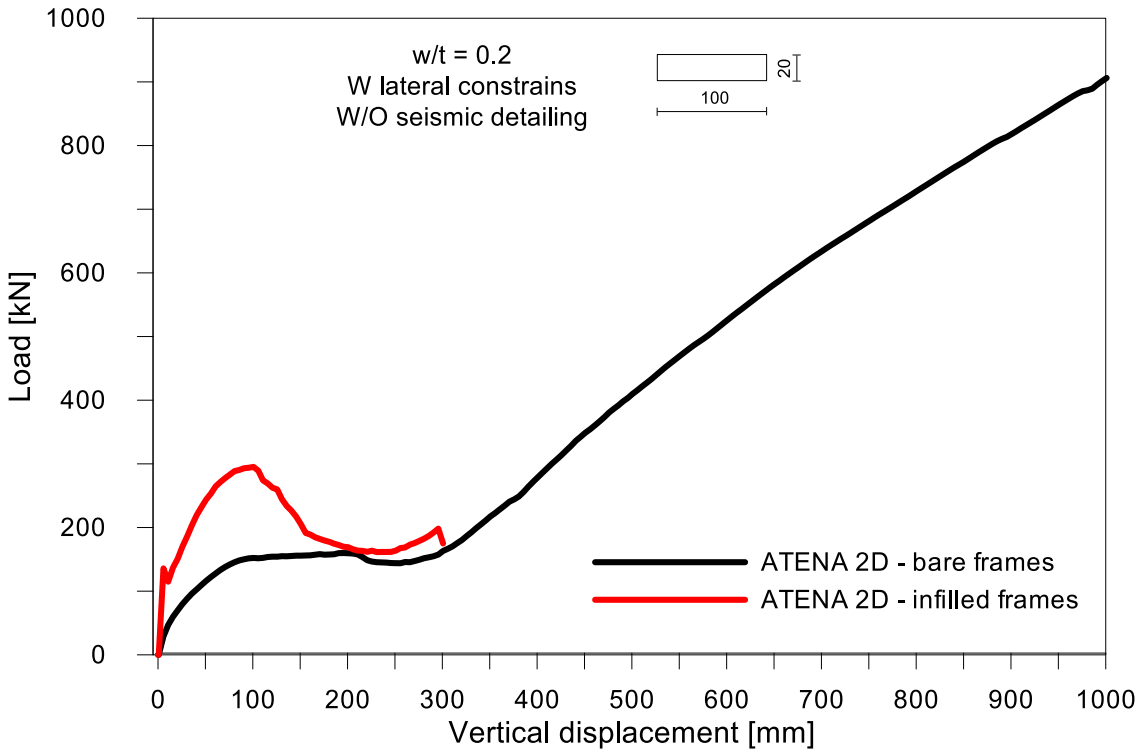


Figura 4.82: Curva pushdown per la progettazione con travi 20x100

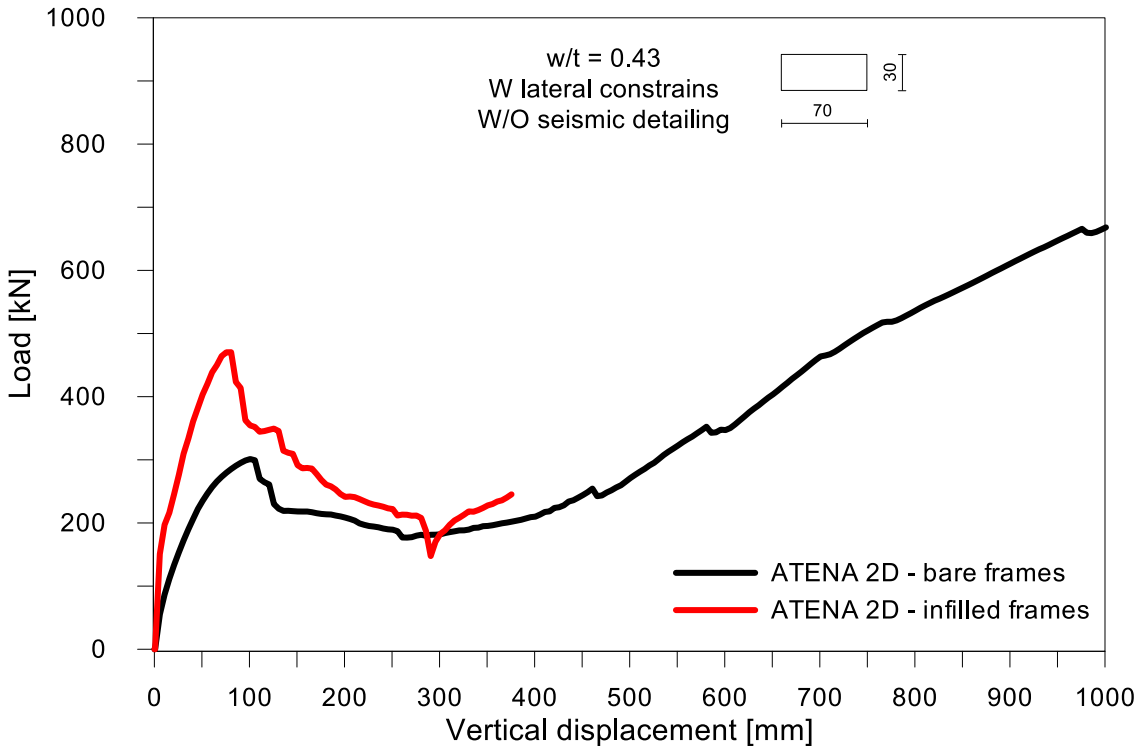


Figura 4.83: Curva pushdown per la progettazione con travi 30x70

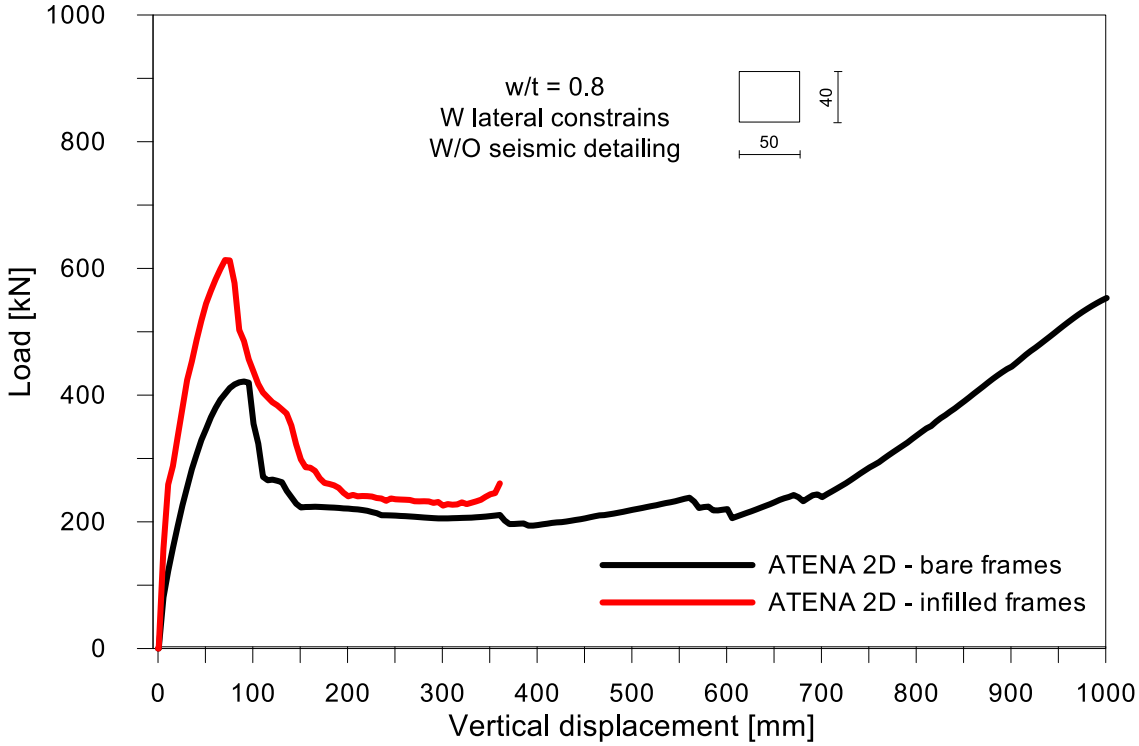


Figura 4.84: Curva pushdown per la progettazione con travi 40x50

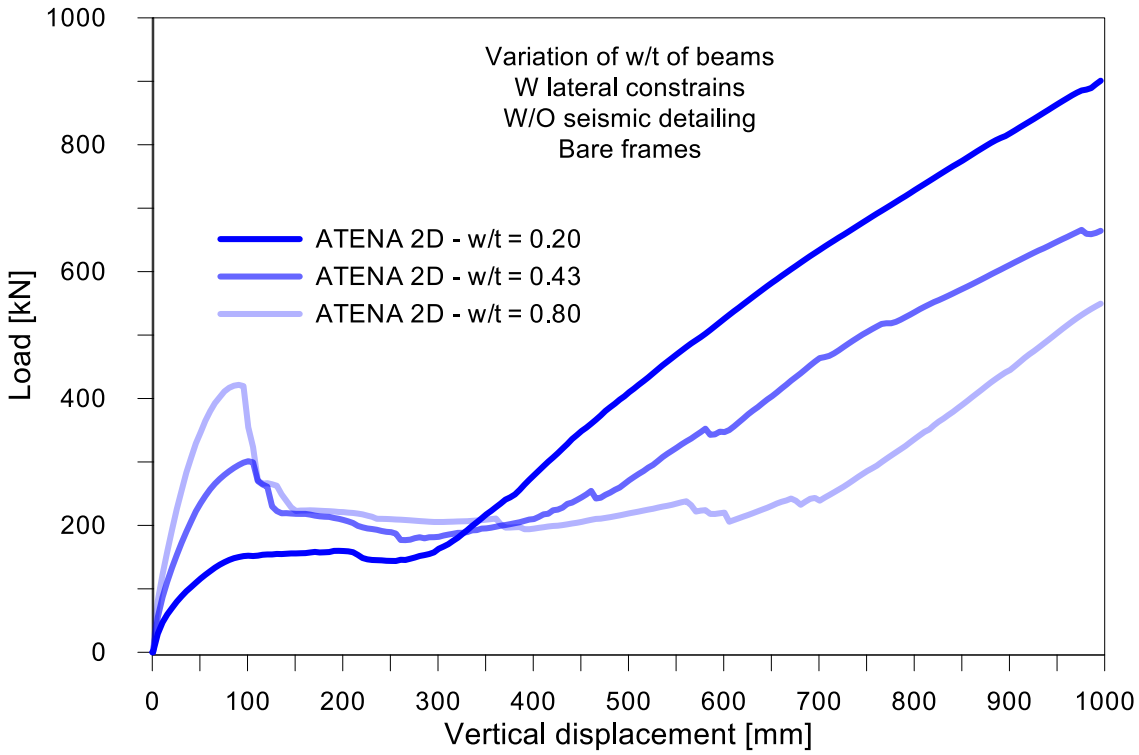


Figura 4.85: Confronto ATENA 2D nel caso di variazione del fattore di forma delle sezioni delle travi – Bare frames

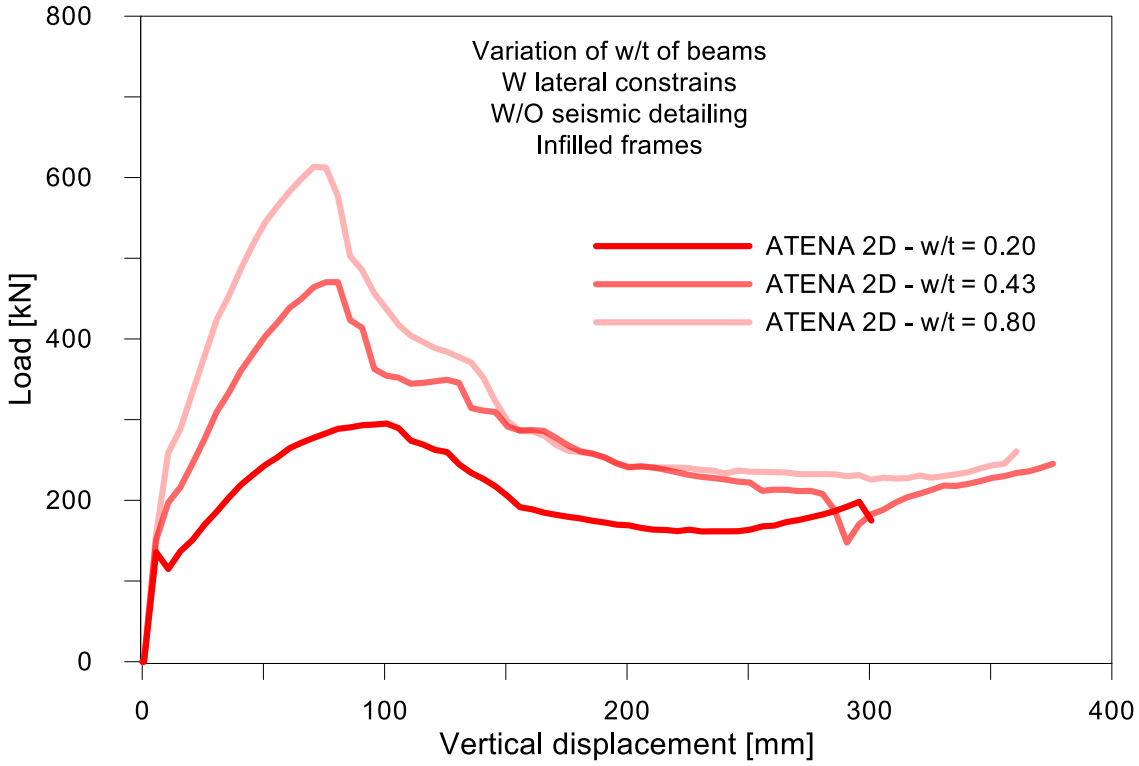


Figura 4.86: Confronto ATENA 2D nel caso di variazione del fattore di forma delle sezioni delle travi – Infilled frames

Da una prima analisi dei grafici (**Fig. 4.85-4.86**). si riscontra come la progettazione con travi a spessore, eseguita nel caso in cui l'ambiente interno non possa prevedere la presenza di sporgenze delle travi, presenta un effetto di catenaria per il caso del bare frames, senza il raggiungimento della plasticizzazione delle barre longitudinali della trave.

La presenza dell'effetto di catenaria nel caso del telaio bare frame, è dovuto a una migliore capacità rotazionale della sezione, in quanto presenta maggiore curvatura a causa della sua ridotta altezza di sezione; altro fattore determinante riguarda la presenza di un elevato quantitativo di armatura. Nel caso in esame per spostamenti verticali di un metro non si giunge alla plasticizzazione delle barre di armatura.

Con l'aumentare dell'altezza della sezione si verifica dunque un aumento della capacità resistente, con un maggior picco della curva pushdown, ma si ottiene una minore duttilità della trave e una conseguente diminuzione del meccanismo di catenaria.

Nel provino tamponato non si genera questo effetto di catenaria, in quanto si verifica una rottura a taglio nella trave a seguito dell'elevato sforzo di compressione che si instaura nel puntone.

5 IMPLEMENTAZIONE MODELLAZIONE A PUNTONE DIAGONALE IN OPENSEES

Nei capitoli 3 e 4 è stata presentata la struttura ed il modello 3D generato. Di questo sono stati estratti dei sottomodelli, dei quali si è eseguita un'analisi FEM 2D.
Il capitolo 4 presenta nel dettaglio i risultati dell'analisi FEM 2D con elementi shell non lineari, considerando anche la non linearità geometrica.
Nel capitolo che segue si fa uso del programma OpenSees, con il quale viene eseguita una modellazione a fibre sia per gli elementi del telaio sia per il tamponamento, che viene modellato a puntone diagonale, partendo dalle strategie di identificazione proposte da Di Trapani et al. (2017) (di cui al capitolo 2 viene riportata la calibrazione dell'equivalent strut basata sui risultati di ATENA 2D). L'uso di OpenSees consente di investigare la risposta in campo dinamico a seguito della rimozione di un elemento.

5.1 Specificità del software OpenSees

Il software OpenSees, Open System for Earthquake Engineering, permette la modellazione di strutture e sistemi geotecnici al fine di simularne la loro risposta sismica. Sviluppato alla University of California, Berkeley, consente la modellazione agli elementi finiti basandosi su un linguaggio C++; il programma è disponibile per ogni ambito di ricerca e risulta tuttora in fase di sviluppo.

Il software permette di eseguire un'analisi non lineare e consente di utilizzare avanzati modelli per la rappresentazione dei materiali e degli elementi strutturali.

OpenSees consente l'utilizzo di elementi a plasticità concentrata o diffusa (**Fig. 5.1**); ai primi si associano principalmente elementi elastici, concentrando in determinati punti la possibilità di attivazione delle cerniere plastiche. La suddivisione della sezione in fibre (**Fig. 5.2**), permette la valutazione delle sollecitazioni in punti diversi della sezione stessa ed inoltre l'associazione di diversi legami costitutivi all'interno dell'elemento a seconda della fibra considerata (**Fig. 5.3**); il tutto è ovviamente a discapito di un maggior onere computazionale. Il vantaggio della plasticità diffusa è la formazione della cerniera plastica in ciascun punto all'interno dell'elemento senza doverla necessariamente prevedere in fase di modellazione. Gli elementi a plasticità concentrata possono trascurare importanti caratteristiche quali l'interazione momento-sforzo assiale.

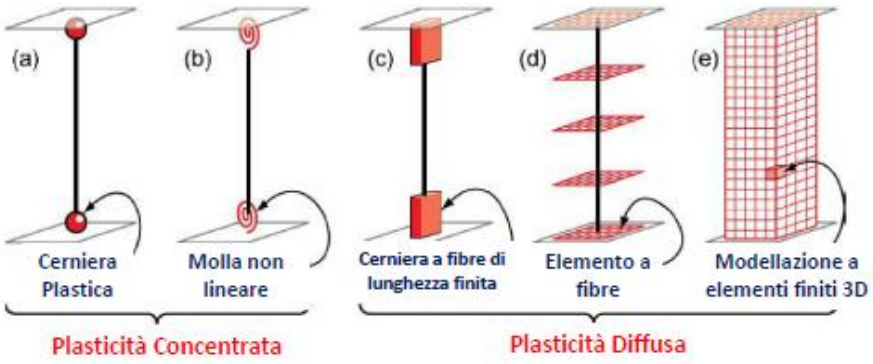


Figura 5.1: Modellazione plasticità OpenSees

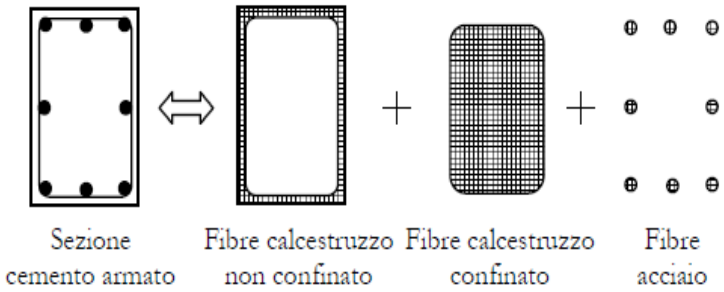


Figura 5.2: Modellazione tramite fibre

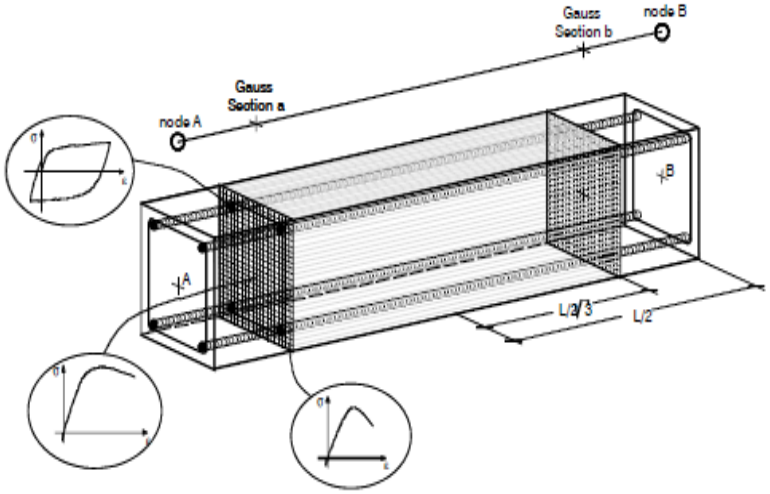


Figura 5.3: Esempio di legami costitutivi associati alle diverse fibre

L'elemento a plasticità diffusa si suddivide principalmente in FBE, Force Based Element, e DBE, Displacement Based Element. Al primo si associa un unico elemento con determinati punti di integrazione che fungono da sezioni di controllo. Il secondo comporta l'utilizzo di un maggiore numero di elementi al fine di giungere al corretto risultato ed è più appropriato nei casi in cui si verifica un elevato salto in termini di curvatura; mediante un adeguato raffinamento della mesh e tramite distribuzioni lineari della curvatura si coglie la risposta non lineare dell'elemento.

Il modello implementato su OpenSees prevede un'interfaccia grafica molto schematizzata e richiede come valore di input un file di testo contenente i dati relativi alla struttura in analisi e come output i file di testo che si è richiesto di misurare dal programma.

5.1.1 Modellazione OpenSees

Lo schema dello script implementato si suddivide in:

- Dati geometrici

  Prevede la definizione del "basic model builder" comprendente la dimensione del problema in analisi e il numero dei gradi di libertà associati a ciascun nodo. Nel caso in esame si considera un'analisi bidimensionale e dunque dimensione 2 e 3 g.d.l (2 traslazioni nel piano, rotazione intorno alla normale a tale piano).

- Coordinate nodali

  Mediante il comando "node" è possibile introdurre i vari nodi del telaio inserendo le rispettive coordinate in termini di x e y espresse in mm, come da unità di misura scelta per l'analisi.

- Vincoli

  Le condizioni al contorno vengono imposte mediante l'introduzione del termine "fix" seguito dal valore 1 per i g.d.l vincolati e 0 per quelli liberi.

  Il telaio analizzato prevede incastri alla base dei pilastri del piano terra e nelle sezioni esterne delle travi orizzontali, corrispondenti al grado di vincolo imposto dalla struttura circostante il telaio analizzato, viene impedita la traslazione orizzontale e la rotazione.

- Materiali

  Il comando "uniaxialMaterial" introduce i vari materiali in OpenSees; di quelli implementati nella libreria, si fa riferimento al "Concrete02" (Yassin 1994) e "Hysteretic" rispettivamente per il calcestruzzo e le barre di armatura.

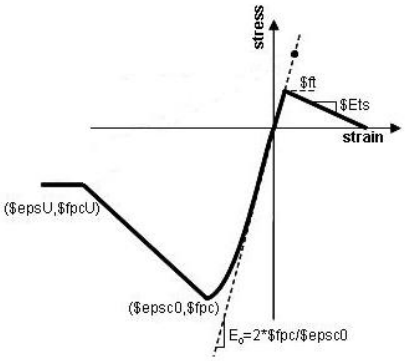


Figura 5.4: Modello Concrete02 (Yassin, 1994)

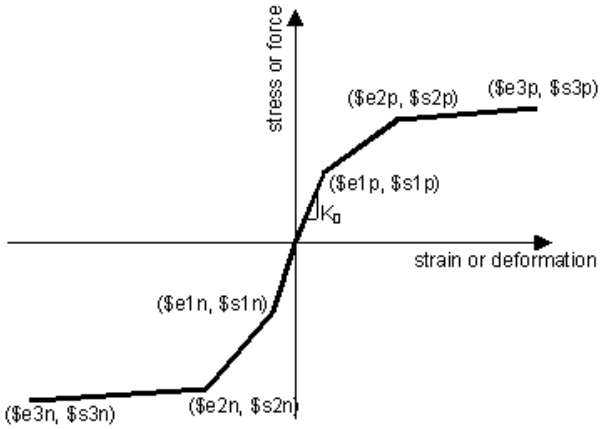


Figura 5.5: Modello Hysteretic

- Sezioni

  La discretizzazione della sezione avviene tramite fibre, e a ciascuna di esse viene attribuito un determinato legame costitutivo mediante il rispettivo uniaxial material. Tramite i comandi "patch retch" e "fiber straight" all'interno della section fiber, si definiscono il numero di fibre in cui viene suddivisa la sezione e la disposizione di armatura che caratterizza la stessa.

- Trasformazioni

  Inserendo come input "geomTransf" è possibile definire la trasformazione che consente il passaggio dal sistema locale a quello globale dei termini riguardanti la rigidezza e le sollecitazioni degli elementi utilizzati. Nel caso in esame si fa riferimento alla "Corotational Coordinate Transformation" utile in caso di grandi spostamenti, la quale permette di tener in conto della non linearità e dell'effetto arco.

- Elementi

  Come introdotto precedentemente, OpenSees individua due principali elementi per la trattazione della plasticità diffusa. Nei risultati seguenti si sviluppa una modellazione del telaio mediante DBE, basati su una formulazione agli spostamenti, che diffondono la plasticità sull'intera lunghezza dell'elemento. Per ottenere ottimi risultati si sono realizzate le travi e colonne mediante cinque "element dispBeamColumn" ciascuno caratterizzato da cinque punti di integrazione e la corrispondente sezione e trasformazione assegnatagli.

La tamponatura viene rappresentata mediante un "element truss", definendone area, materiale e sezione. Tale componente non presenta all'interno la non linearità che deve dunque essere considerata nella fase di implementazione del materiale corrispondente.

- Carichi

  Utilizzando il comando "pattern Plain" si definiscono i carichi ai nodi, dando come valore di input il nodo al quale è applicato ed il valore corrispondente nella direzione di interesse.

  Mediante l'"integrator DisplacementControl" è possibile eseguire l'analisi pushover, incrementando ad ogni step lo spostamento di 0,05 mm in un nodo prestabilito e valutando la resistenza del telaio.

- Recorders

  Il monitoraggio dell'analisi è reso possibile dall'introduzione del "recorder Node", che genera un file di output con all'interno i valori associati ai punti e gradi di libertà selezionati, riguardanti gli spostamenti e le reazioni nel caso in esame. Discorso analogo si può considerare per il "recorder Element" il quale consente di monitorare delle sezioni e fibre stabilite, in termini di sforzo-deformazione, e tali grafici possono esser plottati in tempo reale mediante il "recorder plot".

- Analisi

  La definizione dell'analisi prevede l'introduzione dei seguenti punti:

  - System: solutore del sistema di equazioni in fase di analisi. Si fa riferimento al "system BandGeneral".
  - Constrains: determinano l'applicazione del grado di vincolo all'interno dell'analisi, imponendo una relazione tra i gradi di libertà. Si implementa una "constraints Transformation".
  - Numberer: impone la numerazione dei gradi di libertà, valutando il loro legame con il numero di equazioni. Si segue lo schema "reverse Cuthill-McKee" nel riordinare la matrice delle equazioni mediante il comando "numberer RCM".
  - Test: permette di individuare se è stata raggiunta la convergenza alla fine di ciascuna iterazione eseguendo tale test sulla matrice delle

equazioni. Si attua un “test NormDispIncr” imponendo una tolleranza massima e un valore limite di iterazioni.

- Algorithm: la sequenza di step al fine di risolvere un sistema di equazioni non lineari viene risolta tramite un algoritmo di Newton-Raphson, nel caso in esame mediante l’input “algorithm Newton”.
- Integrator: stabilisce il significato dei termini all’interno del sistema di equazioni; si inserisce un “integrator LoadControl”.
- Analysis: viene implementata un’“analysis Static” e per attuare l’analisi statica viene inserito come input “analyze” seguito dal numero di step di analisi.

5.1.2 Dettagli modello

Vengono riportate le schematizzazioni tramite Opensees dei telai (**Fig. 5.7-5.18**). In **figura 5.6**, si può notare come ciascun elemento strutturale sia suddiviso in 5 elementi DBE e nei nodi vi sia la presenza di elementi rigidi, i quali richiedono l'area, la rigidezza e l'inezia della sezione corrispondente. Mediante tali rigid-link è possibile una corretta trasmissione delle forza agenti tra la colonna e la trave.

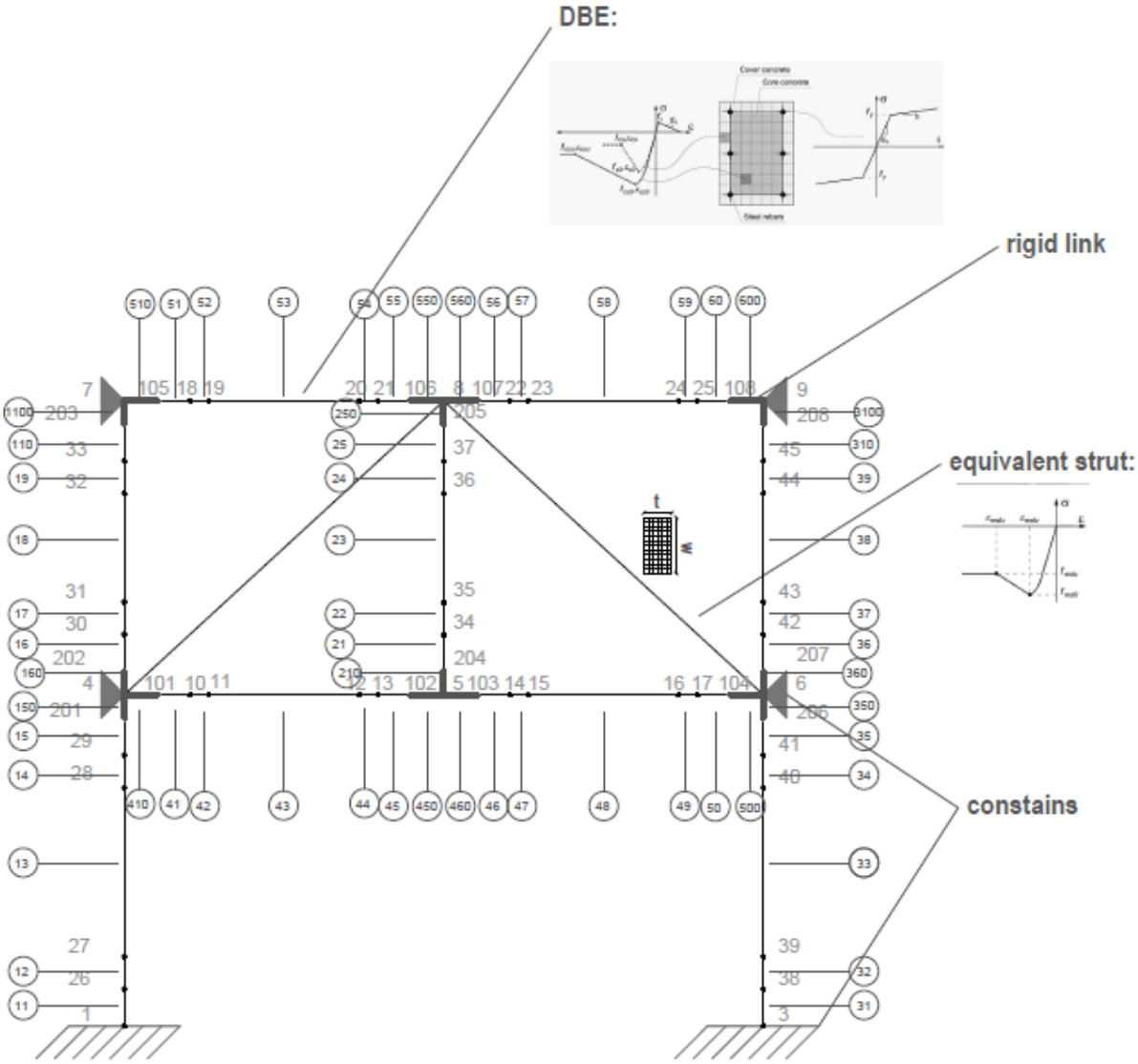


Figura 5.6: Schematizzazione modello OpenSees fattore di forma l/h=1

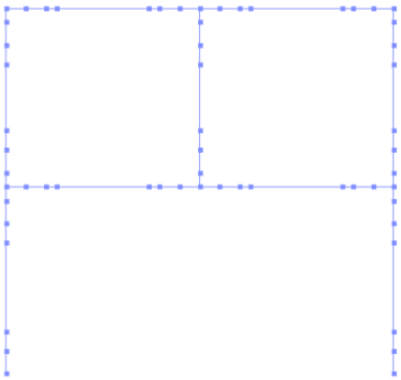


Figura 5.7: Modello OpenSees fattore di forma l/h=1

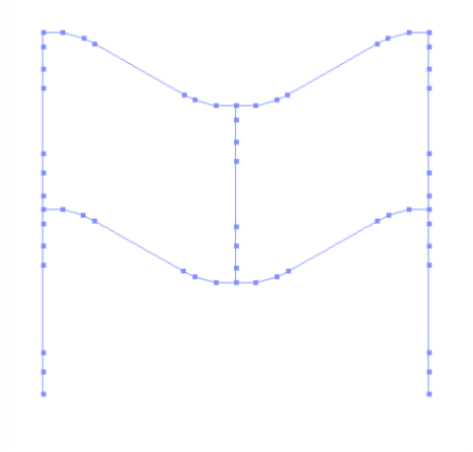


Figura 5.8: Modello OpenSees fattore di forma l/h=1 con vincoli laterali – Fasi di carico

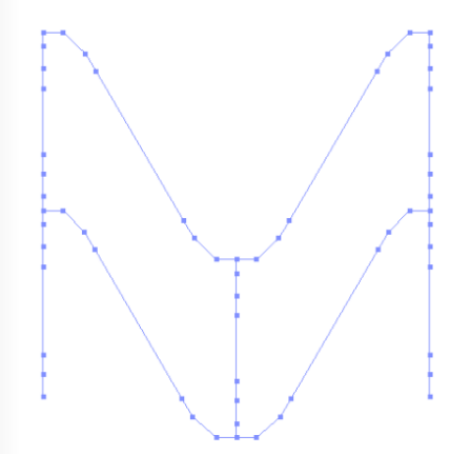


Figura 5.9: Modello OpenSees fattore di forma l/h=1 con vincoli laterali – Fasi di carico

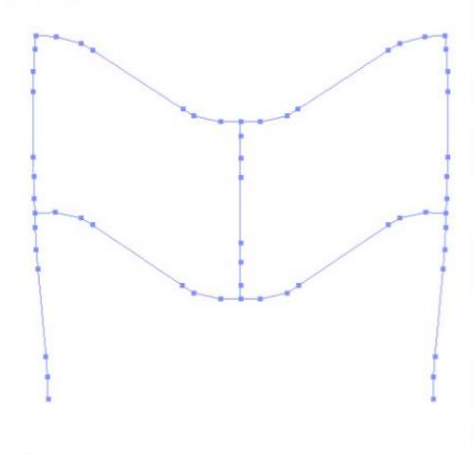


Figura 5.10: Modello OpenSees fattore di forma l/h=1 senza vincoli laterali – Fasi di carico

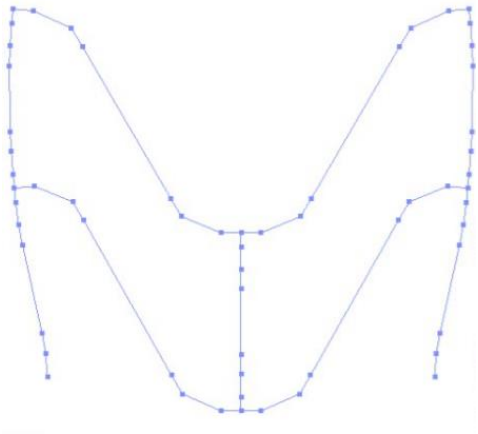


Figura 5.11: Modello OpenSees fattore di forma l/h=1 senza vincoli laterali – Fasi di carico

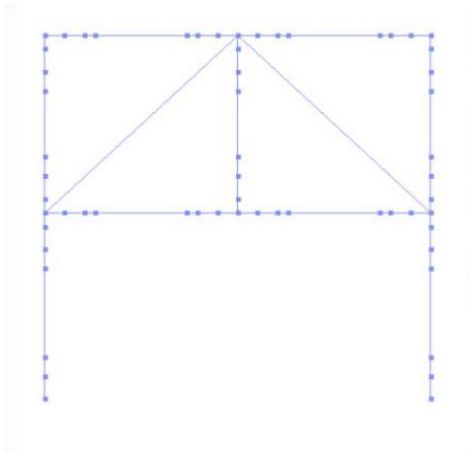


Figura 5.12: Modello OpenSees fattore di forma l/h=1 con elemento strut

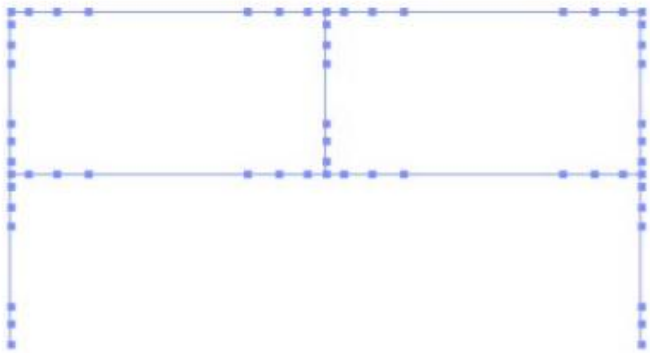


Figura 5.13: Modello OpenSees fattore di forma l/h=2

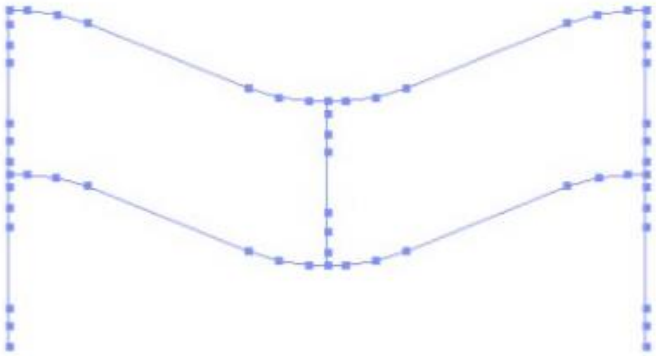


Figura 5.14: Modello OpenSees fattore di forma l/h=2 con vincoli laterali – Fasi di carico

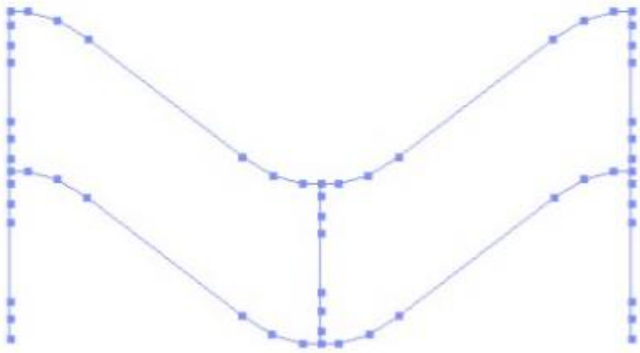


Figura 5.15: Modello OpenSees fattore di forma l/h=2 con vincoli laterali – Fasi di carico

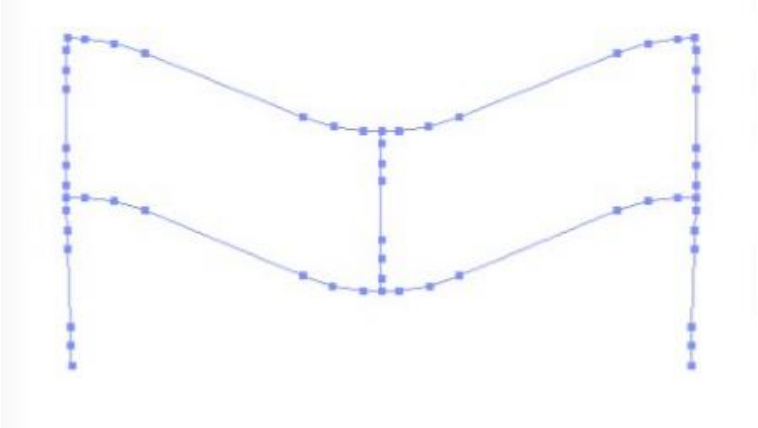


Figura 5.16: Modello OpenSees fattore di forma l/h=2 senza vincoli laterali – Fasi di carico

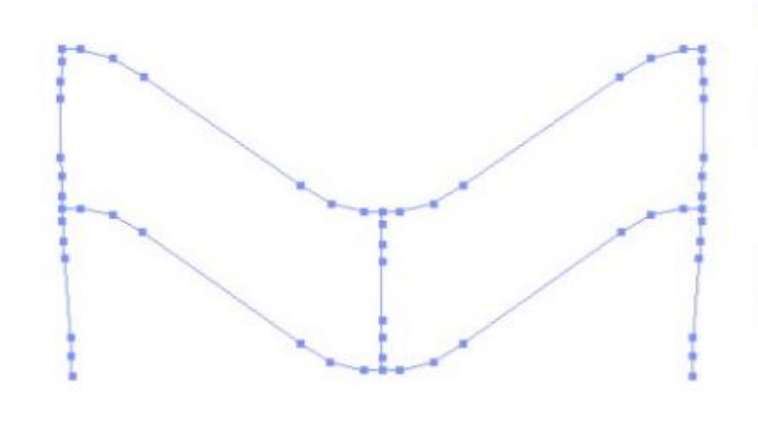


Figura 5.17: Modello OpenSees fattore di forma l/h=2 senza vincoli laterali – Fasi di carico

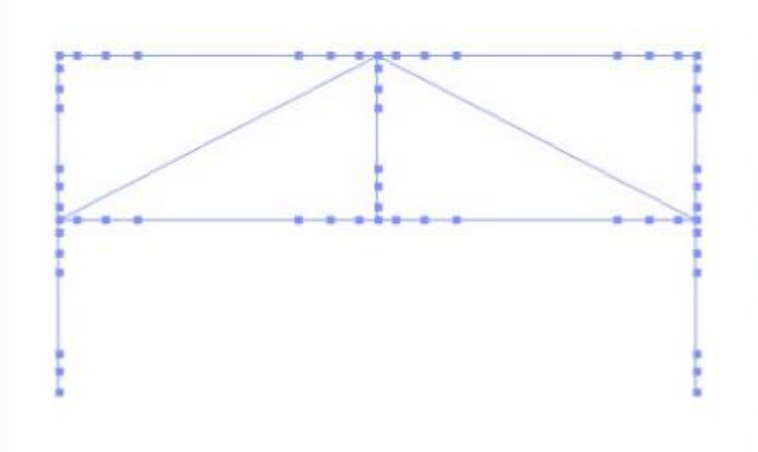


Figura 5.18: Modello OpenSees fattore di forma l/h=2 con elemento strut

Nell'Appendice B si riporta lo script di uno dei telai analizzati.

Il calcestruzzo viene inserito mediante il modello "Concrete 02", il quale richiede l'introduzione dei parametri di resistenza e deformazione di picco e ultimi. Si riportano nella **tabella 5.1** i valori comuni a tutti i calcestruzzi e nelle **tabelle 5.2-5.5** i parametri che variano per i 4 casi analizzati.

ratio between unloading slope at $epscu and initial slope	$lambda	0.1	[-]
tensile strength	$ft	2	[MPa]
tension softening stiffness (slope of the linear tension softening branch)	$Ets	1500	[MPa]

Tabella 5.1: Parametri modello Concrete02 comuni a tutti i calcestruzzi

I seguenti valori variano a seconda del caso analizzato in quanto varia la disposizione delle staffe e dunque il confinamento agente sul calcestruzzo a seconda del caso considerato.

Cls colonna passo staffe 50 mm - elementi 11,12,14,15,16,1,19,110,21,22,24,25,31,32,34,35,36,37,39,310			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-37.36	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0069	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-7.5	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0320	[-]
Cls colonna passo staffe 170 mm - elementi 13,18,23,33,38			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-29.48	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0038	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0090	[-]
Cls trave passo staffe 110 mm – elementi 41,42,44,45,46,47,49,50,51,52,54,55,56,57,59,60			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-29.38	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0038	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0160	[-]
Cls trave passo staffe 200 mm – elementi 43,48,53,58			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-27.67	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0031	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-5.80	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0115	[-]

Tabella 5.2: Parametri calcestruzzo campata 3,44 con dettagli sismici

Nella **tabella 5.2** si sono riportati per ciascun passo delle staffe i corrispondenti elementi; discorso analogo vale nei restanti casi.

Cls colonna passo staffe 50 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-37.00	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0070	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-7.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0280	[-]
Cls colonna passo staffe 170 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-29.00	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0040	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0090	[-]
Cls trave passo staffe 110 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-29.00	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0040	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0160	[-]
Cls trave passo staffe 220 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-28.00	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0040	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0120	[-]

Tabella 5.3: Parametri calcestruzzo campata 6,16 con dettagli sismici

Cls colonna passo staffe 150 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-29.26	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0037	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0100	[-]
Cls colonna passo staffe 160 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-29.04	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0036	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0100	[-]

Cls trave passo staffe 190 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-27.47	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0030	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-5.50	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0120	[-]
Cls trave passo staffe 200 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-27.37	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0029	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-5.50	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0120	[-]
Cls non confinato			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-25.00	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0020	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-5.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0110	[-]

Tabella 5.4: Parametri calcestruzzo campata 3,44 senza dettagli sismici

Cls colonna passo staffe 150 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-29.26	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0037	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0100	[-]
Cls colonna passo staffe 160 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-29.04	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0036	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0100	[-]
Cls trave passo staffe 200 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-27.66	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0031	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0120	[-]

Cls trave passo staffe 210 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-27.55	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0030	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0120	[-]
Cls non confinato			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-25.00	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0020	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-5.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0110	[-]

Tabella 5.5: Parametri calcestruzzo campata 6,16 senza dettagli sismici

Cls colonna passo staffe 150 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-29.26	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0037	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0100	[-]
Cls colonna passo staffe 160 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-29.04	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0036	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0100	[-]
Cls trave non confinato			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-25.00	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0020	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-5.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0110	[-]

Tabella 5.6: Parametri calcestruzzo campata 6,16 senza dettagli sismici – Travi 20x100

Cls colonna passo staffe 140 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-29.50	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0038	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0100	[-]
Cls trave passo staffe 90 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-32.76	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0051	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-7.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0140	[-]

Tabella 5.7: Parametri calcestruzzo campata 6,16 senza dettagli sismici – Travi 30x70

Cls colonna passo staffe 140 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-29.50	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0038	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0100	[-]
Cls trave passo staffe 90 mm			
concrete compressive strength at 28 days	$fpc	-29.89	[MPa]
concrete strain at maximum strength	$epsc0	-0.0040	[-]
concrete crushing strength	$fpcu	-6.00	[MPa]
concrete strain at crushing strength	$epsU	-0.0125	[-]

Tabella 5.8: Parametri calcestruzzo campata 6,16 senza dettagli sismici – Travi 40x50

L'inserimento dell'armatura avviene mediante il modello "Hysteretic" implementato su OpenSees, il quale richiede i valori di stress e strain di tre punti sia in fase di compressione che di trazione; questi valori rappresentano lo snervamento, l'incrudimento e la resistenza ultima (**Tab. 5.9**).

Serve inoltre fornire i termini riguardanti il danneggiamento dovuto alla duttilità, in questo caso pari a 0 e i parametri riguardanti il pinching durante la fase di ricarico, considerato pari ad 1.

Stress at first point of the envelope in the positive direction	**$s1p**	450	[MPa]
Strain at first point of the envelope in the positive direction	**$e1p**	0.002	[-]
Stress at second point of the envelope in the positive direction	**$s2p**	540	[MPa]
Strain at second point of the envelope in the positive direction	**$e2p**	0.120	[-]
Stress at third point of the envelope in the positive direction	**$s3p**	0	[MPa]
Strain at third point of the envelope in the positive direction	**$e3p**	0.121	[-]
Stress at first point of the envelope in the negative direction	**$s1n**	-450	[MPa]
Strain at first point of the envelope in the negative direction	**$e1n**	-0.002	[-]
Stress at second point of the envelope in the negative direction	**$s2n**	-540	[MPa]
Strain at second point of the envelope in the negative direction	**$e2n**	-0.120	[-]
Stress at third point of the envelope in the negative direction	**$s3n**	0	[MPa]
Strain at third point of the envelope in the negative direction	**$e3n**	-0.121	[-]
pinching factor for strain (or deformation) during reloading	**$pinchx**	1	[-]
pinching factor for stress (or force) during reloading	**$pinchy**	1	[-]
damage due to ductility: D1(mu-1)	**$damage1**	0	[-]
damage due to energy: D2(Eii/Eult)	**$damage2**	0	[-]

Tabella 5.9: Parametri modello Hysteretic

5.1.3 Modellazione del legame di calcestruzzo confinato (Modello Saatcioglu and Razvi (1992))

Di ogni sezione è stato definito il materiale per il calcestruzzo confinato e non confinato. La presenza di armatura longitudinale e trasversale determina un incremento di resistenza a compressione e di capacità di deformazione del calcestruzzo; l'effetto si genera in quanto in presenza di sforzi di compressione il nucleo di cls tende ad espandersi lateralmente ma viene contrastato dalle staffe, le quali esercitano un confinamento.

Stabilire la pressione di confinamento sviluppatasi a seguito di una compressione assiale nel caso di un materiale non lineare può risultare complicata. Nello studio del confinamento intervengono diversi parametri, quali la resistenza dell'armatura di rinforzo trasversale, la spaziatura, la dimensione e la quantità. Inoltre influenzano i risultati la quantità di armatura longitudinale, la resistenza del calcestruzzo a compressione e la forma della sezione.

I modelli sviluppati per calcestruzzi di normale resistenza non possono essere applicati per quelli con alta resistenza in quanto ne sovrastimano la reale duttilità. Occorre dunque un modello analitico semplice da usare e applicabile in generale a qualsiasi tipologia di cls, armatura e sua disposizione.

Nel caso studio, tale confinamento dovuto alla presenza delle staffe è stato calcolato mediante il modello di Saatcioglu and Razvi (1992), il quale considera la resistenza e deformabilità nei confronti della pressione laterale equivalente esercitata dall'armatura trasversale con differenti disposizioni e forme, applicandola a sezioni circolari, quadrate e rettangolari soggette a carichi centrati e eccentrici. Nel caso di differenti tipologie di staffatura si esegue una sovrapposizione dei confinamenti e delle rispettive pressioni uniformi equivalenti determinate in modo separato e indipendenti senza considerare la possibile interazione.

La sezione circolare presenta una pressione uniforme che non si verifica per le sezioni rettangolari e quadrate, nelle quali si riscontrano picchi di sforzo nelle zone in cui sono localizzate le staffe per poi diminuire distanti da esse (**Fig. 5.19**).

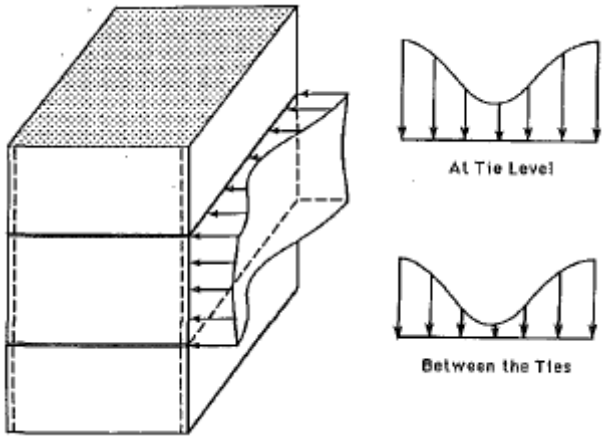


Figura 5.19: Distribuzione della pressione laterale lungo la lunghezza dell'elemento

Saatcioglu e Razvi propongono una pressione equivalente f_{le} che rappresenta la medesima pressione di confinamento esercitata dall'armatura trasversale, la quale risulta maggiore nelle zone in presenza dei nodi in quanto presentano maggior rigidezza flessionale (**Fig 5.20**).

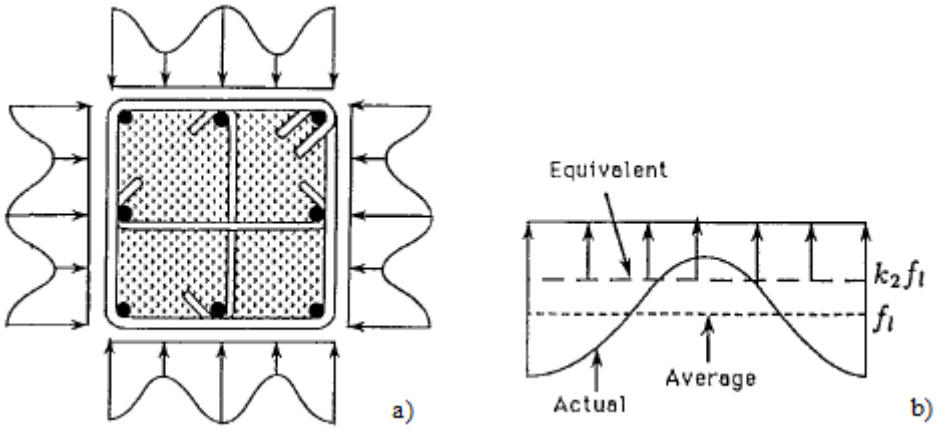


Figura 5.20: Pressione laterale di confinamento: a) sezione quadrata; b) pressione uniforme equivalente.

Si riportano di seguito le formulazioni corrispondenti.

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_{le} \tag{5.1}$$

$$f_{le} = k_2 f_l \tag{5.2}$$

$$f_l = \frac{\sum_{i=1}^{q}(A_s f_s sin\alpha)}{s b_c} \tag{5.3}$$

$$k_1 = 6.7(f_{le})^{-0.17} \tag{5.4}$$

$$k_2 = 0.26\sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right)\left(\frac{b_c}{s_1}\right)\left(\frac{1}{f_l}\right)} \leq 1.0 \tag{5.5}$$

La pressione equivalente media f_l è valutata tenendo conto del rapporto tra la forza di trazione nelle staffe agente nella sezione considerata (si considera il numero di staffe pari a q) e l'area della sezione stessa (prodotto tra l'interasse s delle staffe e la distanza b_c tra i due centri dell'armatura trasversale). Ad essa viene applicato il coefficiente riduttivo k_2 funzione della spaziatura dell'armatura trasversale (s) e longitudinale (s_1) stabilendo dunque l'efficienza della disposizione delle staffe. Mediante tale formulazione si considerano dunque anche le barre di parete e gli spilli che le legano.

Tramite la formulazione 5.1 si ricava dunque la resistenza di picco del calcestruzzo confinato. La resistenza dell'armatura trasversale f_s, in presenza di elevata resistenza delle staffe e del calcestruzzo, può non raggiungere lo snervamento; nel caso in esame si ricorre alla resistenza f_y pari a 450 MPa.

Il coefficiente k_1 risulta funzione della pressione laterale e segue la formulazione 5.4 proposta da Richart et al. (1928) derivante da studi sperimentali di campioni soggetti a differenti livelli di pressione idrostatica. (**Fig. 5.21**).

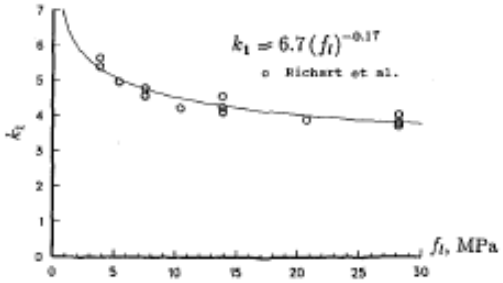


Figura 5.21: Relazione del coefficiente k_1 in funzione della pressione laterale (Richart et al. (1928))

La relazione 5.2 risulta valida in caso di sezione quadrata o circolare, in quanto presentano la stessa pressione di confinamento nelle due direzioni ortogonali.
Il caso della sezione rettangolare prevede una diversa disposizione dell'armatura e conseguente variazione della distribuzione della pressione nelle due direzioni (**Fig. 5.22**) necessitando perciò di un ulteriore formulazione di pressione equivalente.

$$f_{le} = \frac{f_{lex} b_{cx} + f_{ley} b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \tag{5.6}$$

I valori di f_{lex} e f_{ley} seguono le formulazioni 5.2 e 5.3 nelle rispettive direzioni mentre i valori b_{cx} e b_{cy} sono la distanza tra i centri delle barre di rinforzo trasversale nelle due direzioni come in **figura 5.22**. Test sperimentali hanno dimostrato una maggiore influenza della pressione di confinamento nel tratto lungo rispetto al lato corto in termini di resistenza totale della sezione.
Le sperimentazioni di Mander et al. (1988) hanno reso possibile la validazione della formulazione in quanto i risultati analitici e dei test in laboratorio sono risultati concordi.

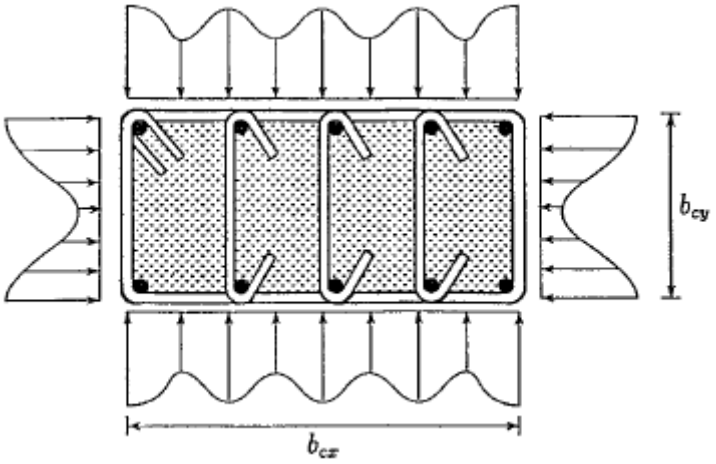


Figura 5.22: Pressione laterale di confinamento per la sezione rettangolare

Dalla **figura 5.23** si nota l'incremento di resistenza e duttilità della sezione per effetto del confinamento e il nuovo legame costitutivo del calcestruzzo, la cui relazione stress-strain presenta un ramo ascendente non lineare ed un ramo discendente oltre il picco lineare fino alla resistenza ultima, meno pendente rispetto

all'analogo calcestruzzo non confinato. Di tale legame si conosce fino ad ora la resistenza di picco e quella ultima pari al 20 % di quella di picco, restano ancora da determinare i valori di deformazione corrispondenti.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{01}(1 + 5K) \tag{5.7}$$

$$K = \frac{k_1 f_{le}}{f'_{co}} \tag{5.8}$$

$$\rho_c = \frac{\sum_{i=1}^{n}(A_{sx})_i + \sum_{j=1}^{m}(A_{sy})_j}{\left[s(b_{cx} + b_{cy})\right]} \tag{5.9}$$

$$\varepsilon_{85} = \varepsilon_{085} + 260\rho_c\varepsilon_1 \tag{5.10}$$

I parametri ε_1 e ε_{01} rappresentano la deformazione di picco del calcestruzzo confinato e non confinato. La deformazione ε_{85} permette invece di determinare la pendenza del ramo post–picco e risulta funzione del rapporto di rinforzo laterale nelle due direzioni ρ_c. Il coefficiente K, equivale al rapporto tra l'incremento di resistenza svolto dalle staffe e il valore di resistenza al picco iniziale f'_{co} del calcestruzzo non confinato. Al parametro ε_{085} si associa il valore 0.00306.

Sono in seguito riportate le formulazioni del modello utilizzato (**Fig 5.23**), la cui validazione è stata effettuata mediante prove sperimentali svolte da Saatcioglu and Razvi (1991).

Ramo ascendente della curva:

$$f(\varepsilon) = f_{cc}{}'\left[2\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1}\right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1}\right)^2\right]^{\frac{1}{1+2K}} \qquad 0 \le \varepsilon \le \varepsilon_1 \tag{5.11}$$

Ramo post-picco:

$$f(\varepsilon) = max\left\{\begin{matrix} f_{cc}{}'\left[1 - 0.15\dfrac{\varepsilon - \varepsilon_1}{\varepsilon_{85} - \varepsilon_1}\right] \\ 0.2 f_{cc}{}' \end{matrix}\right\} \qquad \varepsilon_1 \le \varepsilon \le \varepsilon_{20} \tag{5.12}$$

Resistenza residua:

$$0.2f_{cc}' \tag{5.13}$$

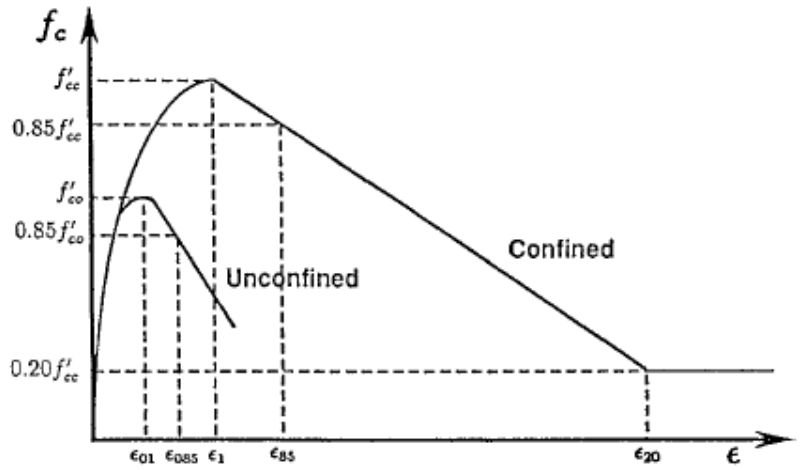


Figura 5.23: Modello Saatcioglu and Razvi (1992)

L'applicazione di tali formule sono rese possibili solo nel caso in cui sia impedita l'instabilità per buckling dell'armatura longitudinale, in quanto questa influenza particolarmente la deformabilità del calcestruzzo oltre al valore di picco. Lo spalling del copriferro alla resistenza di picco rende le barre longitudinali suscettibili al fenomeno del buckling rendendo fondamentale il compito svolto dalla staffe; se il quantitativo di armatura trasversale è sufficiente, è possibile l'azione di confinamento sul calcestruzzo e dunque il coefficiente ρ_c svolge un ruolo fondamentale nella pendenza del tratto discendente della relazione stress-strain proposta.

La validazione del modello è avvenuta mediante la comparazione dei risultati analitici con quelli sperimentali, facendo variare i parametri delle staffe e del calcestruzzo per il caso di sezione circolare, quadrata e rettangolare. Studi successivi hanno sviluppato un modello analitico applicabile anche nel caso di calcestruzzi ad alta resistenza mediante una variazione delle formulazioni.

5.1.4 Modellazione di puntoni diagonali equivalenti

Come riportato nel Capitolo 2, paragrafo 2.3, la modellazione della tamponatura è stata condotta usando i modelli di Di Trapani et al. (2017).

Per ogni campata e piano occorre dunque definire una legge costitutiva dello strut (**Fig. 5.24**), ricorrendo al modello "Concrete 02" e attribuendolo alle fibre del puntone; in tale caso essendo simmetrico il telaio si ricorre allo stesso legame.

Il modello nasce per la definizione del puntone diagonale in presenza di azioni laterali e, nel caso corrente, è stato quindi impiegato per avere dei valori di partenza per il legame stress-strain del puntone, mentre i valori finali sono stati ottenuti calibrando iterativamente le curve di pushdown ottenute con ATENA 2D.

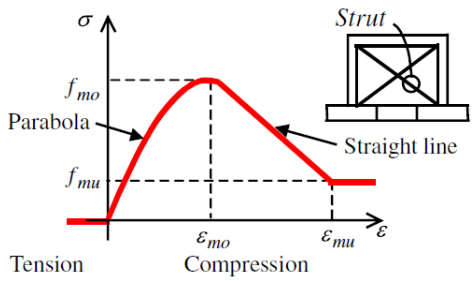


Figura 5.24: Legge costitutiva dell'equivalent strut

Per quanto riguarda il dimensionamento dell'altezza del puntone è stata impiegata l'espressione seguente:

$$w = k^{\gamma^*}\left(\frac{h}{l}\right)\frac{c^*}{\lambda^{*\beta^*}}d \tag{5.14}$$

in cui

$$\lambda^* = \frac{\widetilde{E}_m}{E_c}\frac{th'}{A_c}\left(\frac{h'^2}{l'^2}+\frac{1}{4}\frac{A_c}{A_b}\frac{l'}{h'}\right) \tag{5.15}$$

è quella proposta da Asteris et al. (2016), ma sono invertite *l* e *h*.

Si riportano dunque le tabelle riguardanti i parametri dei puntoni implementati su OpenSees, in cui h e l sono invertite in quanto varia la rigidezza nella condizione di

carico applicato in sommità, rispetto alla condizione da cui nascono le formulazioni del capitolo 2, paragrafo 2.4.1.

	t	h	h'	l	l'	l/h	d	A_c	A_b
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[mm^2]	[mm^2]
campata 3.44	300	2720	3440	2670	3170	0.98	4677.87	216000	150000
campata 6.16	300	5440	6160	2670	3170	0.49	6927.81	216000	150000

Tabella 5.10: Geometria dei modelli

	f_{vm}	f_m	ν_d	E_c	E_{m1}	E_{m2}	E_{md}	A_m	σ_n
	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[mm^2]	[Mpa]
campata 3.44	1.07	6.02	0.1	31476	5679	5679	5679	801000	0.25
campata 6.16	1.07	6.02	0.1	31476	5679	5679	5679	801000	0.37

Tabella 5.11: Proprietà meccaniche dei modelli

	c*	β*	r	γ*	λ*	ε_v	k	w	μ
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[-]	[mm]	[-]
campata 3.44	0.254	0.147	1	1.539	1.301	0	1	1120.0	0.7
campata 6.16	0.254	0.147	1	9.616	6.115	0	1	661.1	0.7

Tabella 5.12: Parametri associati alla larghezza dell'equivalent strut

	α	f_{md0}	β	f_{mdu}	γ	ε_{m0}	ε_{md0}	δ	ε_{mdu}
	[-]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
campata 3.44	1.13E+07	1.533	17.19	1.041	0.052	0.0015	0.0016	0.009	0.0071
campata 6.16	9.63E+06	1.603	7.07	0.391	0.007	0.0015	0.0008	0.005	0.0080

Tabella 5.13: Parametri tensione-deformazione mediante leggi di correlazione

	f_{md0}	f_{mdu}	ε_{md0}	ε_{mdu}	A
	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[-]	[mm^2]
6.16 leggi di correlazione Di Trapani et al. (2017)	-1.603	-0.391	-0.0008	-0.0080	198333
3.44 leggi di correlazione Di Trapani et al. (2017)	-1.533	-1.041	-0.0016	-0.0071	336015
6.16 con dettagli con vincoli	-1.503	-0.391	-0.0030	-0.0080	198333
6.16 con dettagli senza vincoli	-1.003	-0.691	-0.0035	-0.0080	198333
6.16 senza dettagli con vincoli	-1.003	-0.291	-0.0030	-0.0080	198333
6.16 senza dettagli senza vincoli	-0.683	-0.341	-0.0030	-0.0080	198333
3.44 con dettagli con vincoli	-2.483	-0.641	-0.0016	-0.0071	336015
3.44 con dettagli senza vincoli	-1.833	-1.541	-0.0016	-0.0071	336015
3.44 senza dettagli con vincoli	-2.633	-1.041	-0.0016	-0.0071	336015
3.44 senza dettagli senza vincoli	-1.983	-1.641	-0.0016	-0.0071	336015

Tabella 5.14: Parametri tensione-deformazione utilizzati

f_{md0}^*/f_{md0}	f_{mdu}^*/f_{mdu}	$\varepsilon_{md0}^*/\varepsilon_{md0}$	$\varepsilon_{mdu}^*/\varepsilon_{mdu}$
[-]	[-]	[-]	[-]
0.938	1	3.75	1
0.626	1.767	4.375	1
0.626	0.744	3.75	1
0.426	1	3.75	1
1.620	0.616	1	1
1.196	1.480	1	1
1.718	1	1	1
1.294	1.576	1	1

Tabella 5.15: Parametri tensione-deformazione normalizzati rispetto al valore fornito dalle leggi di correlazione (Di Trapani et al. (2017))

Dalla calibrazione si nota che i principali parametri sensibili al processo di identificazione di un equivalent strut sono la resistenza di picco f_{md0} e la resistenza ultima f_{mdu}, che dipendono non solo dalle caratteristiche meccaniche della muratura ma anche dal meccanismo di collasso che si sviluppa.

Discorso analogo viene eseguito per i provini con variazione della sezione della trave in cui occorre nuovamente calibrare il puntone partendo dalle formulazioni introdotte nel capitolo 2.

Campata 6,16	t	h	h'	l	l'	l/h	d	A_c	A_b
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[mm^2]	[mm^2]
Travi 20x100	300	5440	6160	2970	3170	0.550	6927.81	216000	200000
Travi 30x70	300	5440	6160	2870	3170	0.546	6927.81	216000	210000
Travi 40x50	300	5440	6160	2770	3170	0.546	6927.81	216000	200000

Tabella 5.16: Geometria del modello

Campata 6,16	f_{vm}	f_m	ν_d	E_c	E_{m1}	E_{m2}	E_{md}	A_m	σ_n
	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[mm^2]	[Mpa]
Travi 20x100	1.07	6.02	0.1	31476	5679	5679	5679	891000	0.35
Travi 30x70	1.07	6.02	0.1	31476	5679	5679	5679	861000	0.34
Travi 40x50	1.07	6.02	0.1	31476	5679	5679	5679	831000	0.34

Tabella 5.17: Proprietà meccaniche del modello

Campata 6,16	c*	β*	r	γ*	λ*	ε_v	k	w	μ
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[‰]	[-]	[mm]	[-]
Travi 20x100	0.254	0.147	1	6.628	6.043	0	1	736.7	0.7
Travi 30x70	0.254	0.147	1	6.628	6.043	0	1	712.0	0.7
Travi 40x50	0.254	0.147	1	6.628	6.043	0	1	687.1	0.7

Tabella 5.18: Parametri associati alla larghezza dell'equivalent strut

Campata 6,16	α	f_{md0}	β	f_{mdu}	γ	ε_{m0}	ε_{md0}	δ	ε_{mdu}
	[-]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Travi 20x100	9.69E+06	1.601	7.87	0.446	0.009	0.0015	0.0009	0.005	0.0079
Travi 30x70	9.39E+06	1.615	7.66	0.435	0.009	0.0015	0.0009	0.005	0.0079
Travi 40x50	9.05E+06	1.633	7.44	0.424	0.008	0.0015	0.0009	0.005	0.0079

Tabella 5.19: Parametri tensione-deformazione mediante leggi di correlazione

	f_{md0}	f_{mdu}	ε_{md0}	ε_{mdu}	A
	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[-]	[mm^2]
Valori leggi di correlazione 20x100 Di Trapani et al. (2017)	-1.601	-0.446	-0.0009	-0.0079	221010
Valori leggi di correlazione 30x70 Di Trapani et al. (2017)	-1.615	-0.435	-0.0009	-0.0079	213600
Valori leggi di correlazione 40x50 Di Trapani et al. (2017)	-1.633	-0.424	-0.0009	-0.0079	206130
Valori inseriti su OpenSees 20x100	-1.003	-0.291	-0.0030	-0.0080	221010
Valori inseriti su OpenSees 30x70	-1.015	-0.135	-0.0040	-0.0079	213600
Valori inseriti su OpenSees 40x50	-1.833	-0.224	-0.0030	-0.0060	206130

Tabella 5.20: Parametri tensione-deformazione utilizzati

f_{md0}*/ f_{md0}	f_{mdu}*/ f_{mdu}	ε_{md0}*/ ε_{md0}	ε_{mdu}*/ ε_{mdu}
[-]	[-]	[-]	[-]
0.626	0.652	3.333	1.013
0.634	0.303	4.444	1
1.145	0.502	3.333	0.759

Tabella 5.21: Parametri tensione-deformazione normalizzati rispetto al valore fornito dalle leggi di correlazione (Di Trapani et al. (2017))

5.2 Confronto risultati

Nel seguente paragrafo si riportano i risultati di calibrazione ottenuti a partire dai valori di f_{md0}, f_{mdu}, ε_{md0}, ε_{mdu}, valutati secondo Di Trapani et al. (2017), attraverso una successiva calibrazione di questi stessi valori.

Dal confronto delle curve si nota una buona affidabilità del modello fenomenologico proposto dello strut, in quanto in tutti i casi si arriva al risultato proposto da ATENA 2D.

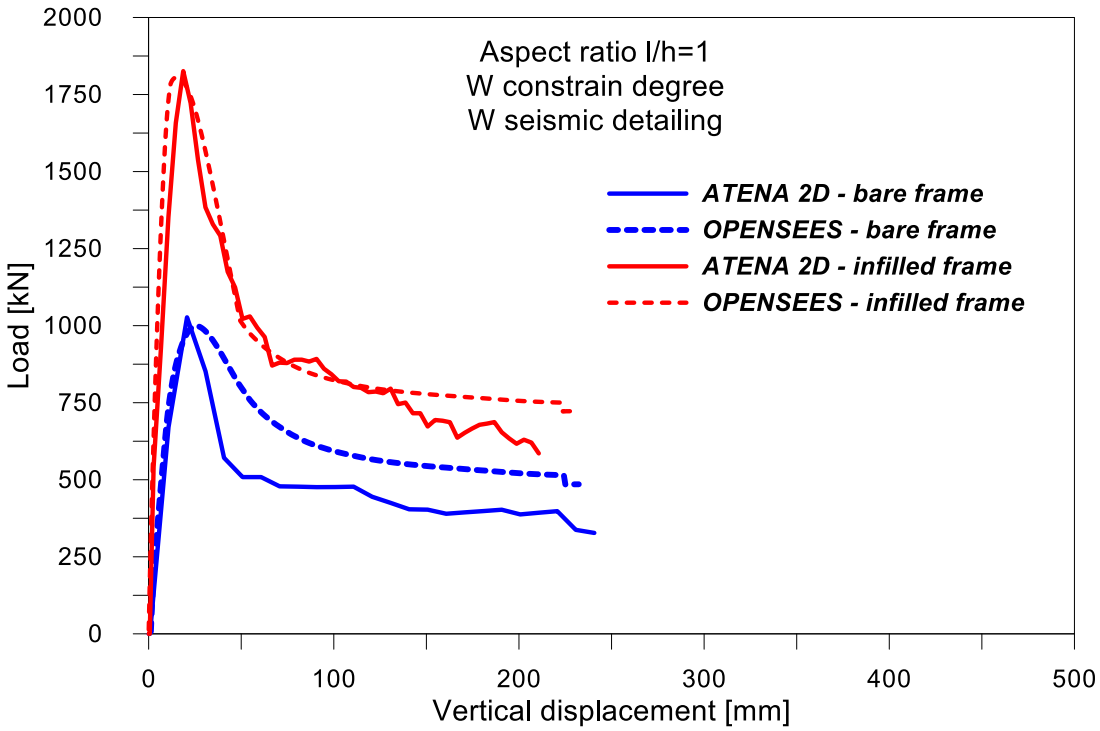


Figura 5.25: Confronto fattore di forma l/h=1, con vincoli laterali e con dettagli sismici

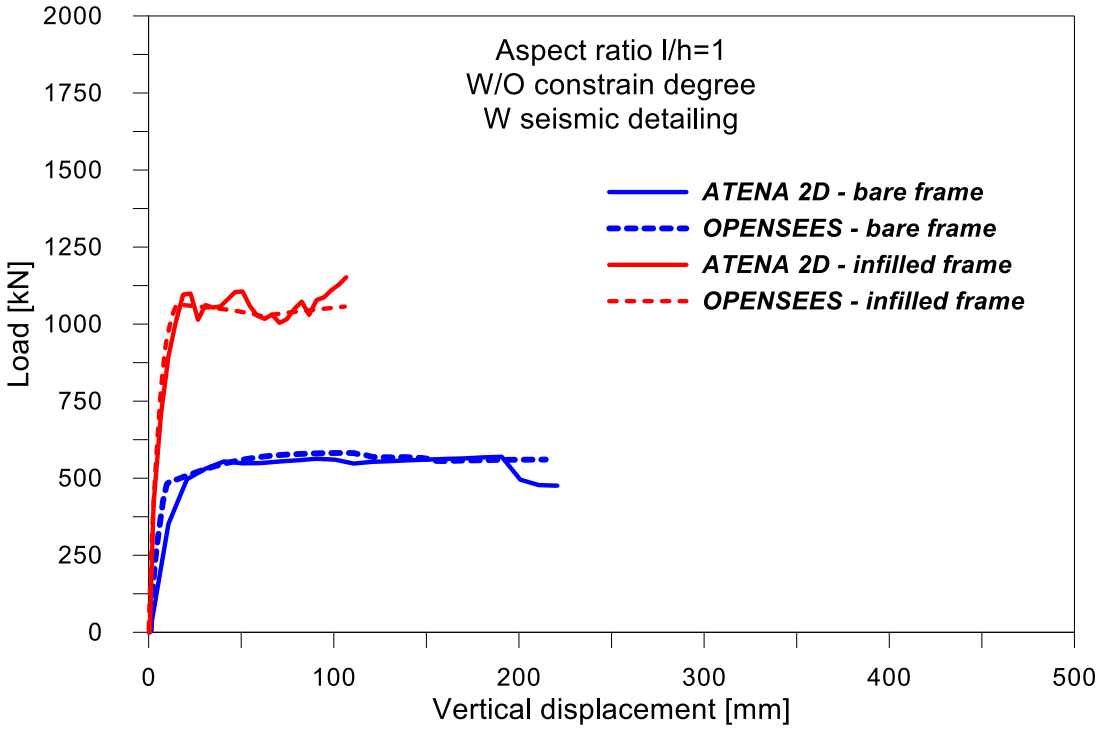


Figura 5.26: Confronto fattore di forma l/h=1, senza vincoli laterali e con dettagli sismici

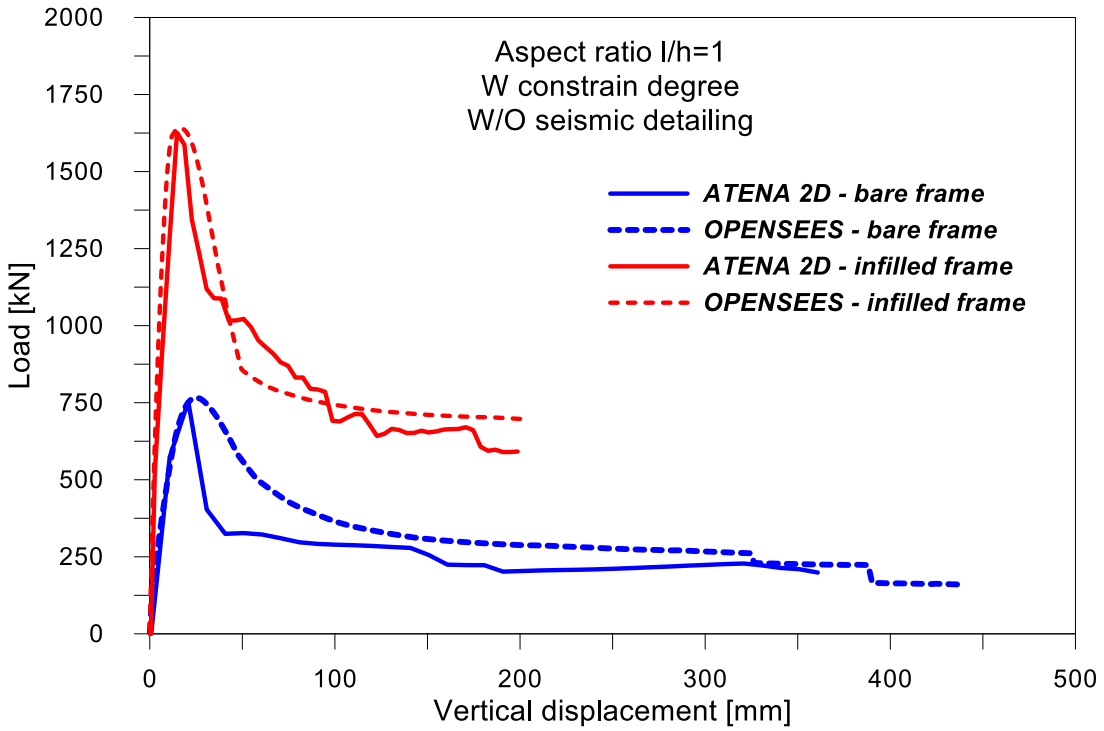


Figura 5.27: Confronto fattore di forma l/h=1, con vincoli laterali e senza dettagli sismici

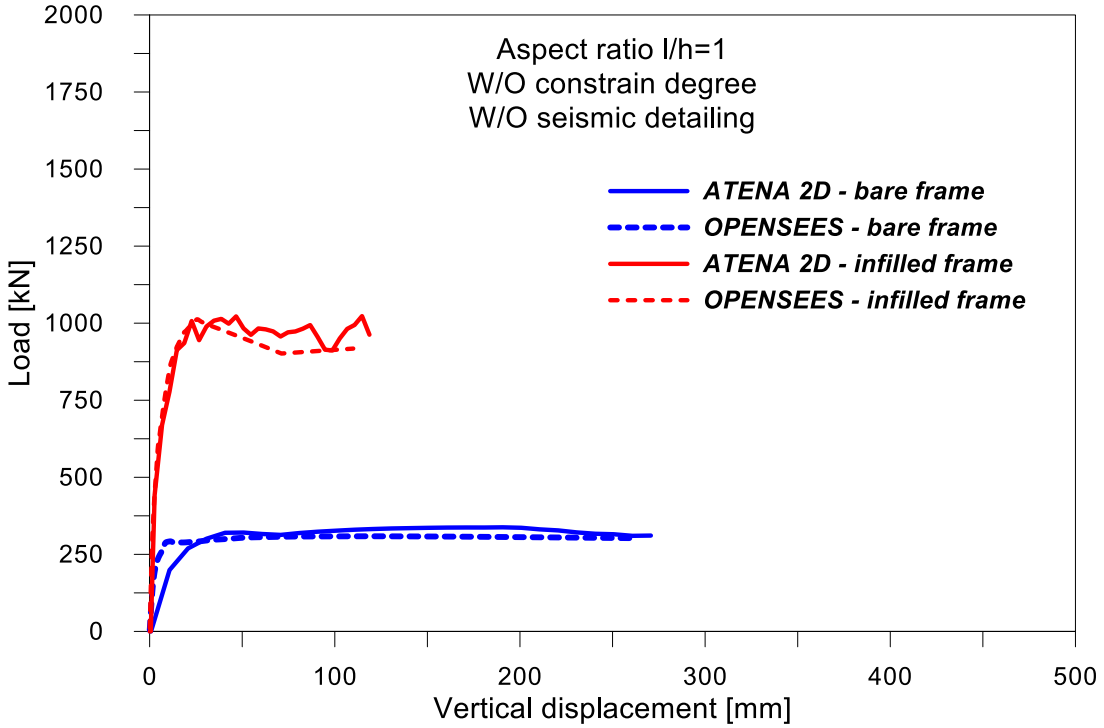


Figura 5.28: Confronto fattore di forma l/h=1, senza vincoli laterali e senza dettagli sismici

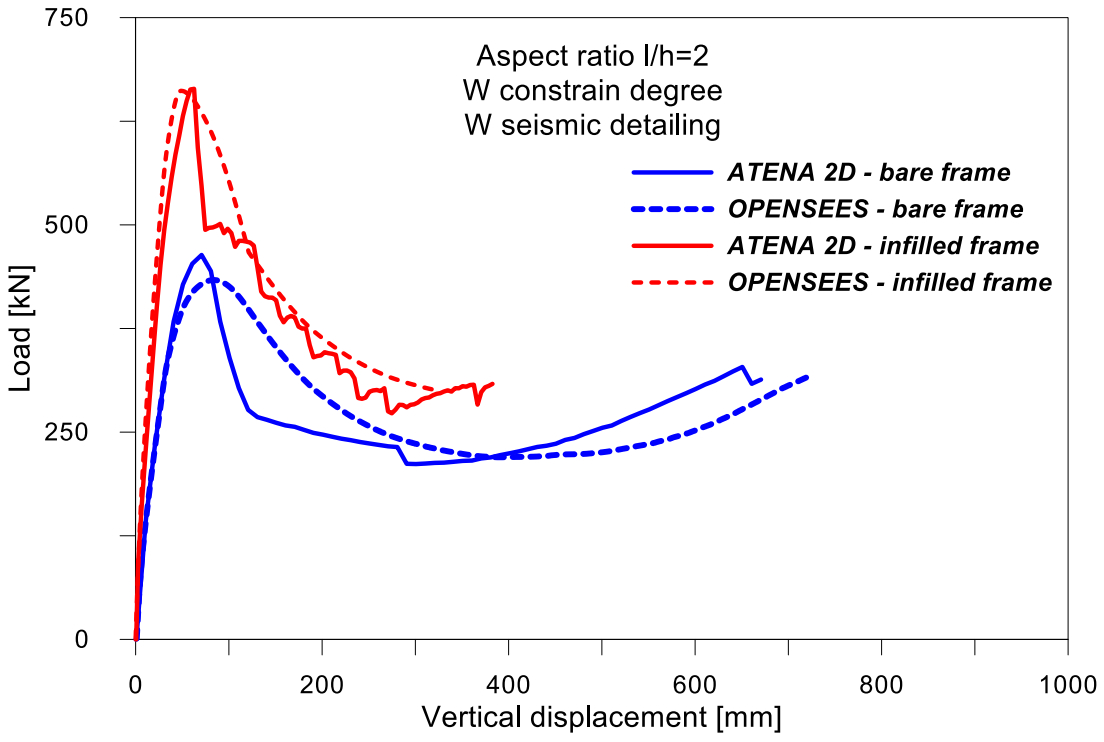


Figura 5.29: Confronto fattore di forma l/h=2, con vincoli laterali e con dettagli sismici

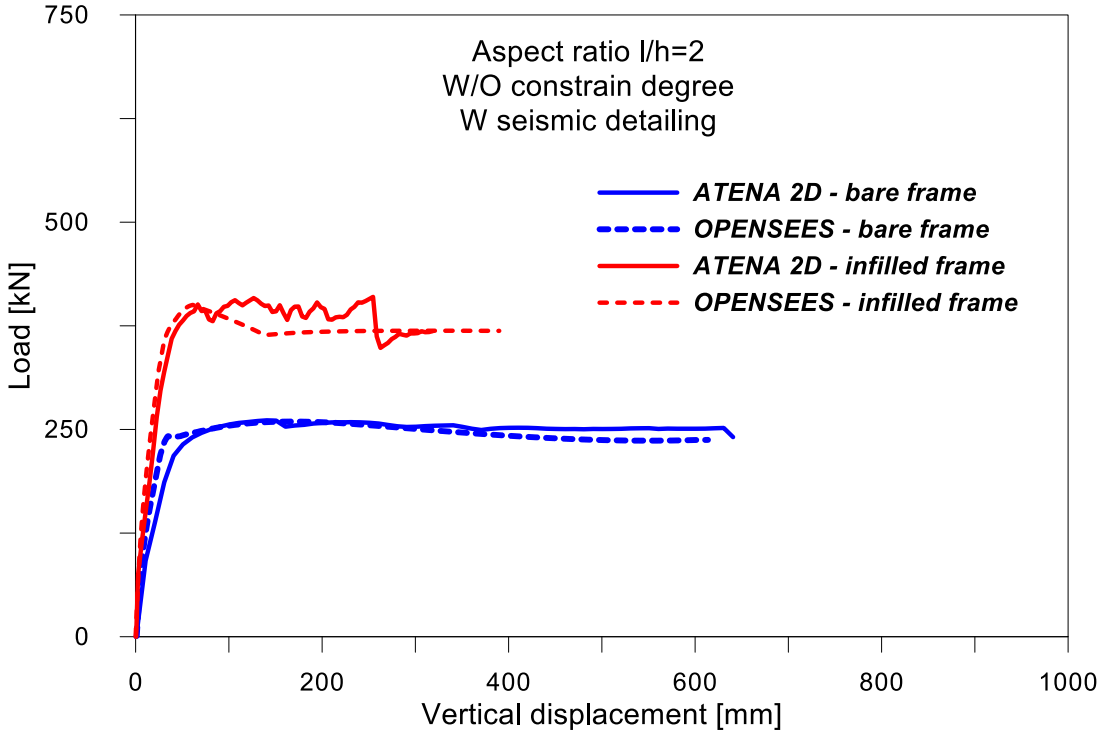


Figura 5.30: Confronto fattore di forma l/h=2, senza vincoli laterali e con dettagli sismici

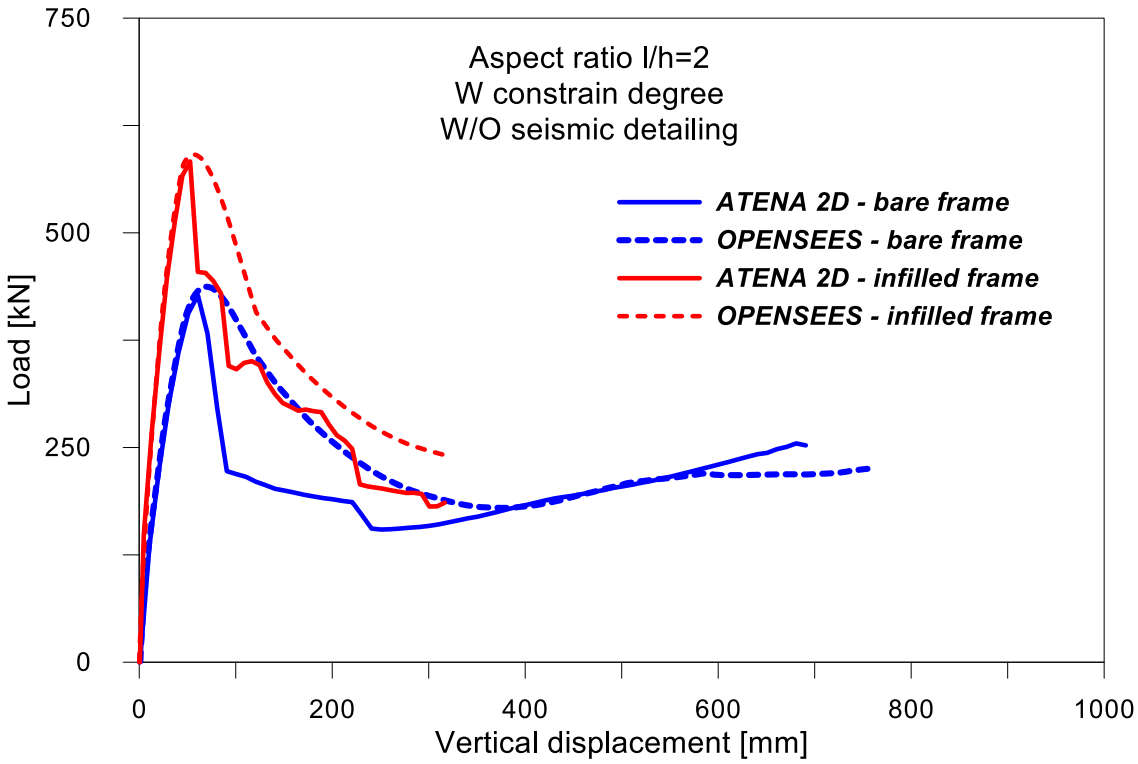


Figura 5.31: Confronto fattore di forma l/h=2, con vincoli laterali e senza dettagli sismici

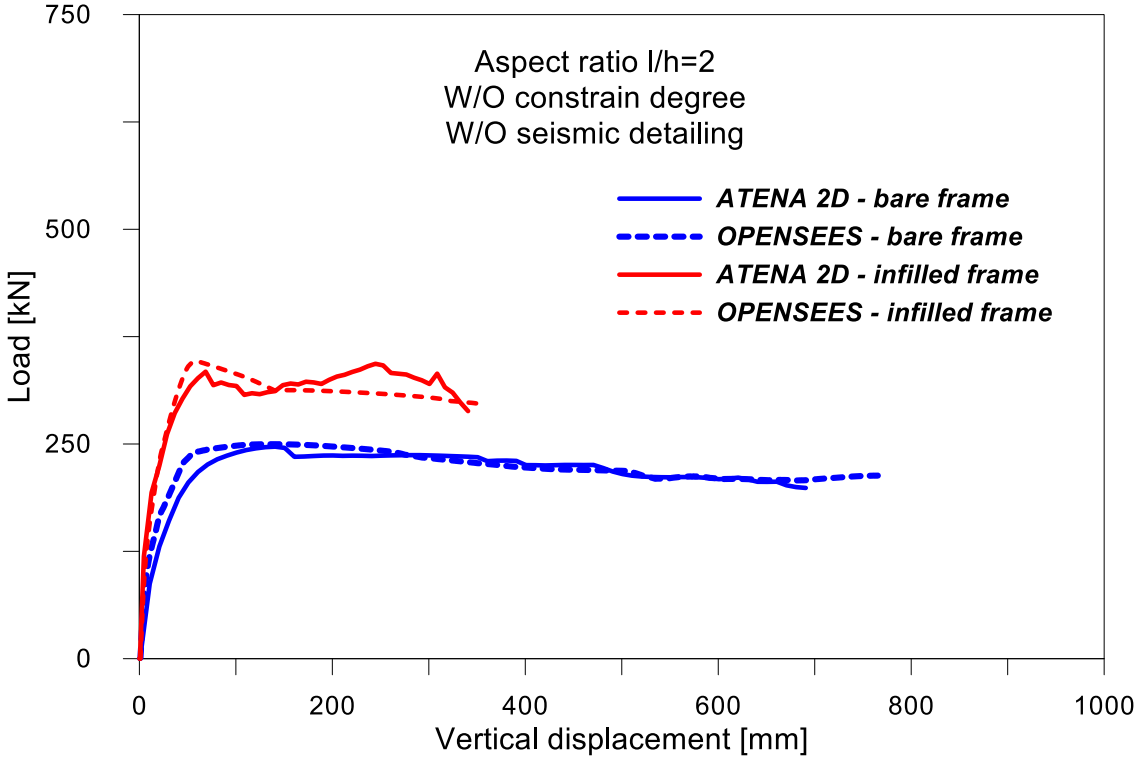


Figura 5.32: Confronto fattore di forma l/h=2, senza vincoli laterali e senza dettagli sismici

Si riportano in seguito i grafici relativi alla variazione dell'altezza della sezione della trave. Dalle **figure 5.33-5.34** è possibile notare un ottima robustezza in quanto la curva di pushdown presenta una risalita del ramo finale a seguito dell'innescarsi del fenomeno della catenaria come precedentemente visto con ATENA 2D.

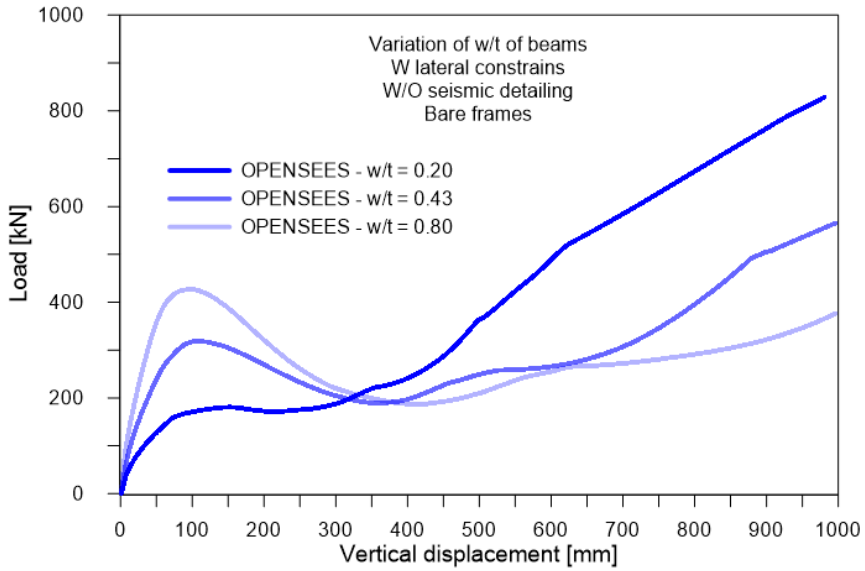


Figura 5.33: Confronto OPENSEES nel caso di variazione della sezione della trave – Bare frames

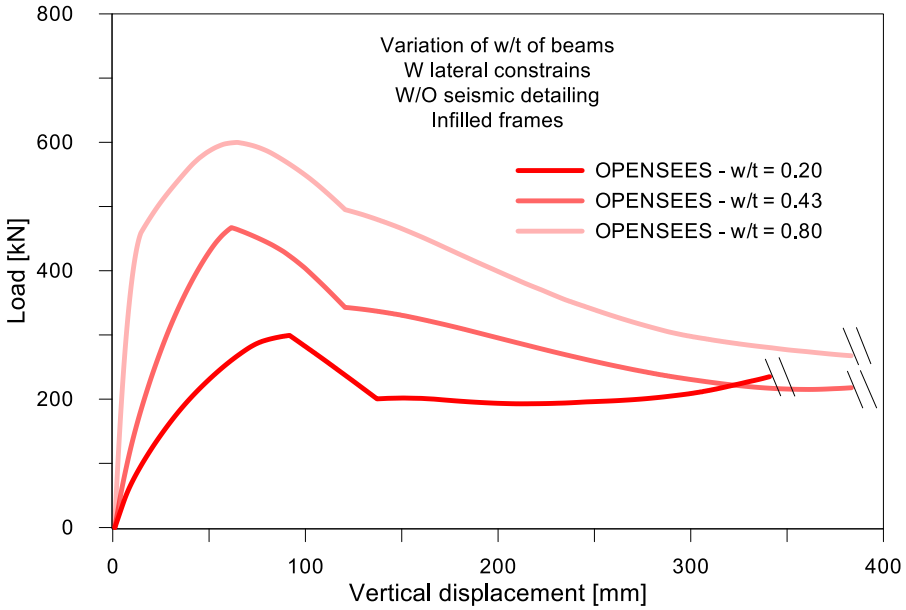


Figura 5.34: Confronto OPENSEES nel caso di variazione della sezione della trave – Infilled frames

6 ANALISI DI RIMOZIONE PILASTRO CON GLI EFFETTI DINAMICI

I casi considerati in precedenza considerano l'aspetto statico, determinando la capacità del telaio mediante la costruzione della curva di pushdown. Questa rappresenta la capacità della maglia vuota o tamponata, ma non fornisce alcuna informazione sulla domanda, che è valutabile solo simulando la rimozione istantanea del pilastro. Da tali analisi si riesce ad osservare se il sistema, in seguito all'evento accidentale, riesce a trovare una nuova configurazione di equilibrio con un meccanismo flessionale o di catenaria o se la soluzione diverge verso il collasso del sistema.

Nei casi in cui il sistema riesce a trovare una nuova configurazione di equilibrio, è possibile mettere in relazione il carico dinamico richiesto al sistema con il carico atteso staticamente.

6.1 Analisi dinamiche

L'analisi dinamica implementata su OpenSees comporta la rimozione istantanea del pilastro centrale, simulando un reale evento accidentale che ne determina il collasso.
Mediante il comando "element removal" e un'analisi Time-History con accelerazione nulla viene eliminata la colonna osservando l'oscillazione del telaio nel caso in cui non arriva a collasso.
L'analisi richiede l'introduzione delle masse nei nodi pilastro-trave, la cui assegnazione avviene mediante il criterio delle zone di influenza considerando i pesi permanenti, pesi permanenti portati e i carichi variabili agenti sul solaio.
Vengono inoltre attribuiti i carichi distribuiti sulle travi e i carichi concentrati pari a 500 kN sulle colonne esterne in quanto si considera il singolo telaio, a differenza del caso statico in cui 1000 kN di forza concentrata si riferiscono all'intero edificio. Considerare uno sforzo normale superiore può generare problemi sul momento resistente dei pilastri, specialmente nel caso senza vincoli, in quanto può influire alla base della colonna durante la formazione della cerniera plastica.

	Massa 2	**Massa 3**	**Massa 4**	**Carico lineare**
	[t]	[t]	[t]	[kN/m]
Campata 3.44 m	14.366	10.296	14.366	29.34
Campata 6.16 m	16.610	21.793	16.610	34.68

Tabella 6.1: Assegnazione delle masse e dei carichi

La numerazione delle masse è riportata in **figura 6.1**.

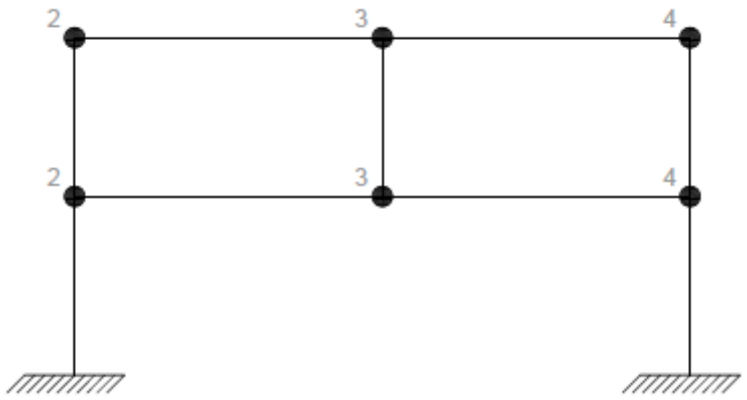


Figura 6.1: Assegnazione delle masse

Per l'acciaio si utilizza il modello "Steel 02", definendone il valore di snervamento e la pendenza del tratto incrudente. I valori corrispondenti e il diagramma sforzo-deformazione sono riportati in **figura 6.2** e nella **tabella 6.2**.

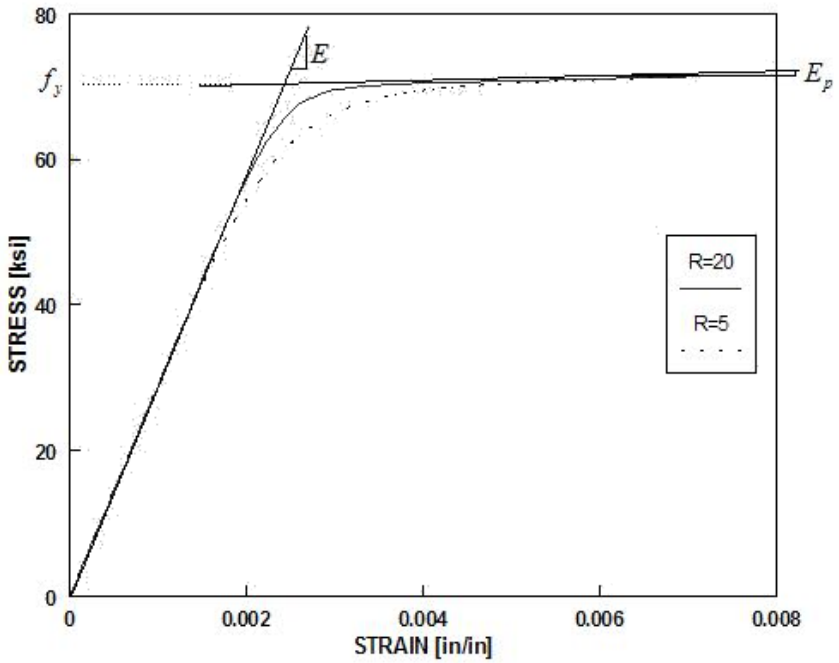


Figura 6.2: Modello Steel 02 (Giuffre-Menegotto-Pinto steel material model with isotropic strain hardening)

yield strength	**$fy**	450	[MPa]
initial elastic tangent	**$E0**	210000	[MPa]
strain-hardening ratio (ratio between post-yield tangent and initial elastic tangent)	**$b**	0.0034	[-]
parameter to control the transition from elastic to plastic branches	**$R0**	15	[-]
parameter to control the transition from elastic to plastic branches	**$CR1**	0.925	[-]
parameter to control the transition from elastic to plastic branches	**$CR2**	0.15	[-]

Tabella 6.2: Parametri modello Steel 02 (Giuffre-Menegotto-Pinto)

Per ogni singolo telaio analizzato si esegue l'analisi dinamica effettuando un confronto con la resistenza del provino valutata mediante la pushover. Inoltre si riportano i grafici riguardanti la variazione dello spostamento e della reazione, calcolata alla base dei pilastri, nel tempo (**Figura 6.3-6.26**).

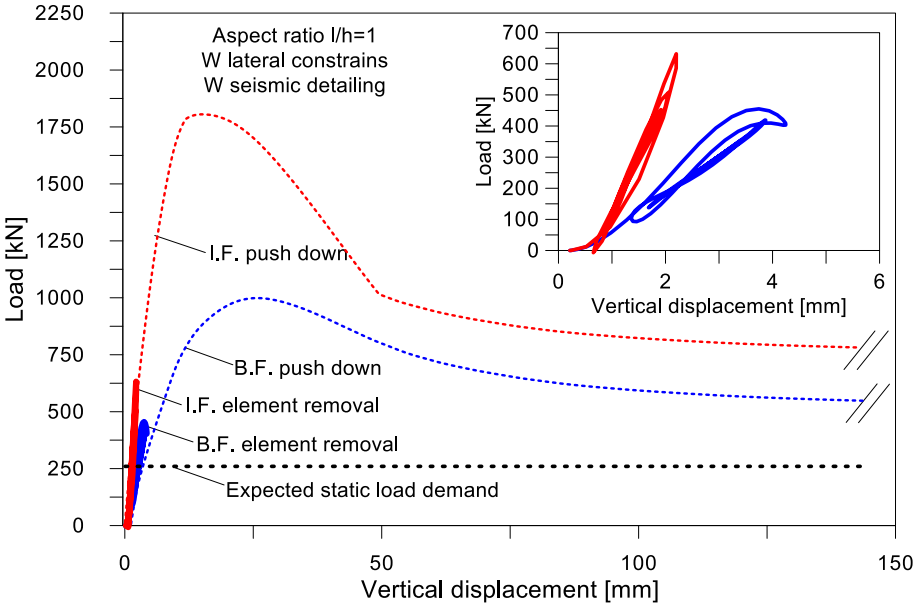


Figura 6.3: Confronto fattore di forma l/h=1, con vincoli laterali e con dettagli sismici

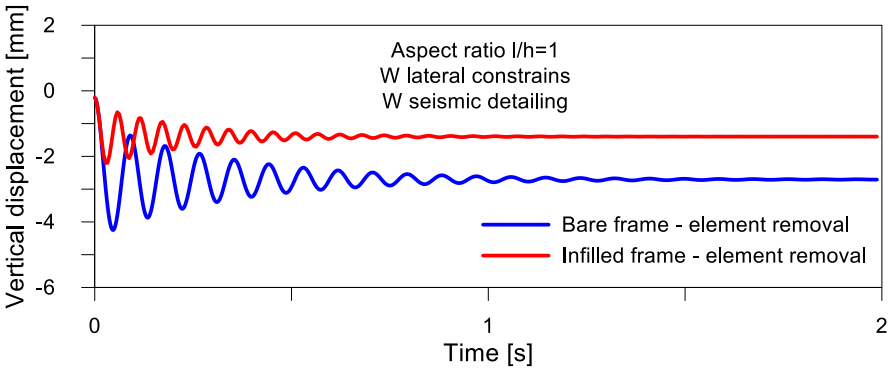


Figura 6.4: Variazione spostamento verticale nel tempo

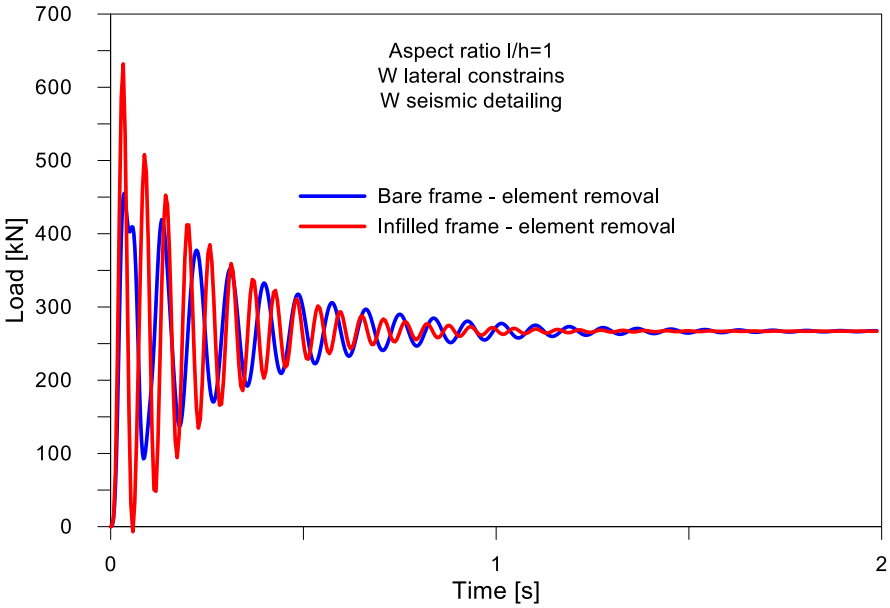


Figura 6.5: Variazione reazione verticale nel tempo

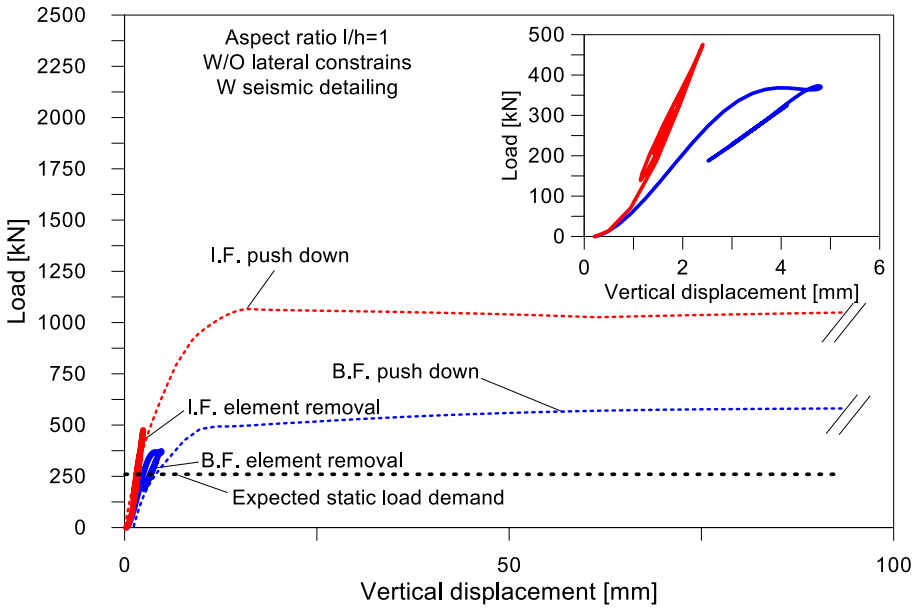


Figura 6.6: Confronto fattore di forma l/h=1, senza vincoli laterali e con dettagli sismici

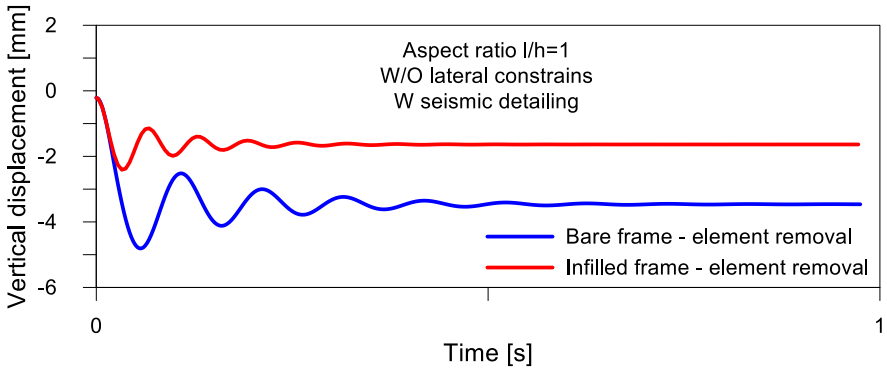


Figura 6.7: Variazione spostamento verticale nel tempo

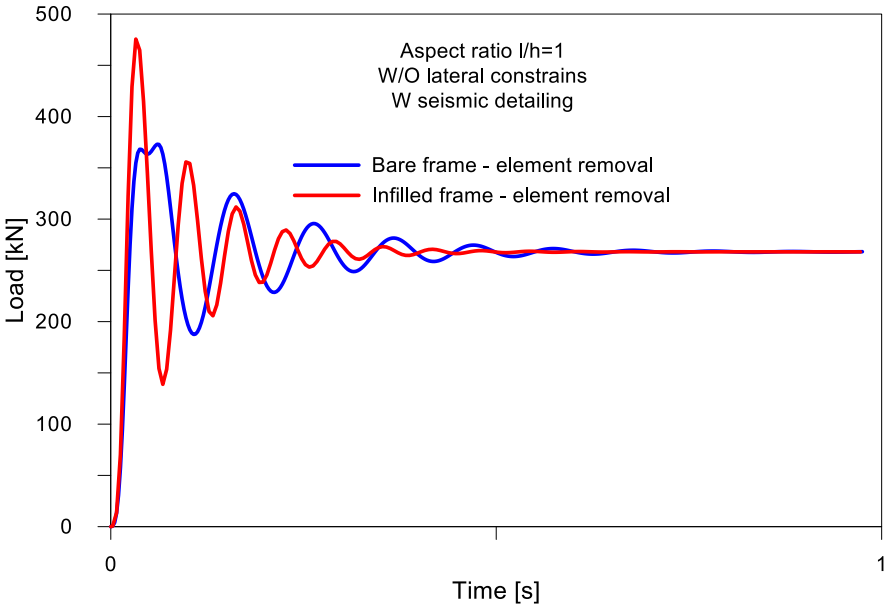


Figura 6.8: Variazione reazione verticale nel tempo

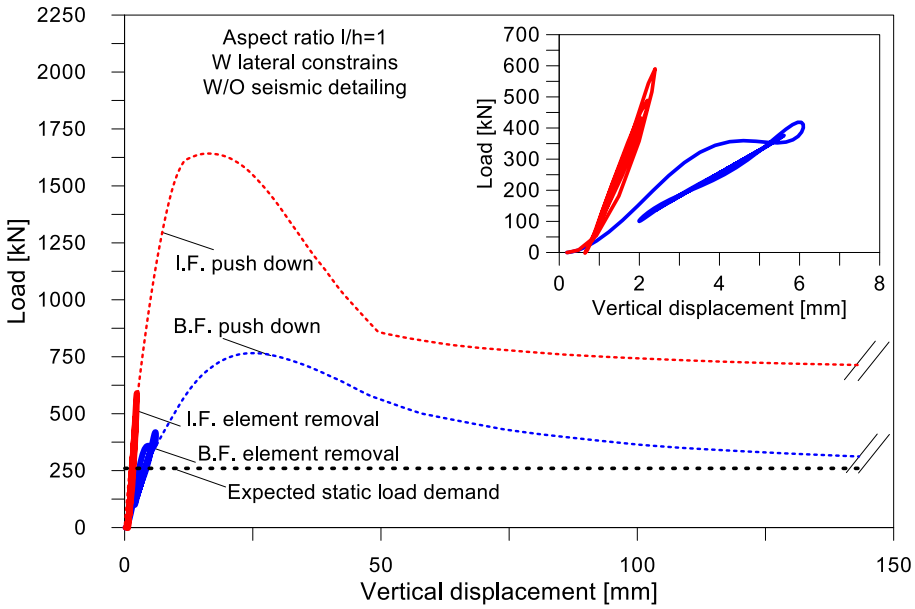


Figura 6.9: Confronto fattore di forma l/h=1, con vincoli laterali e senza dettagli sismici

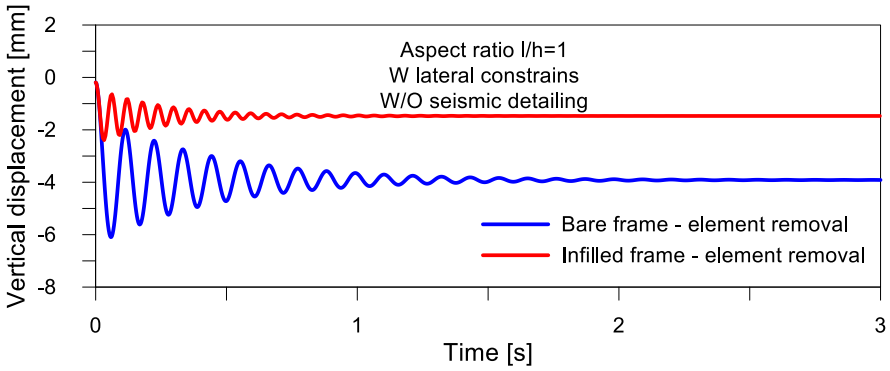


Figura 6.10: Variazione spostamento verticale nel tempo

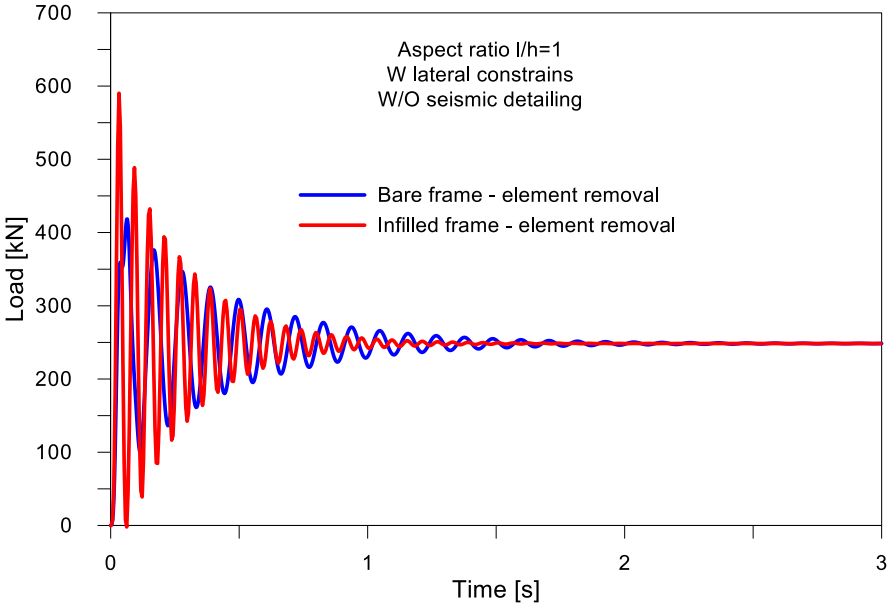


Figura 6.11: Variazione reazione verticale nel tempo

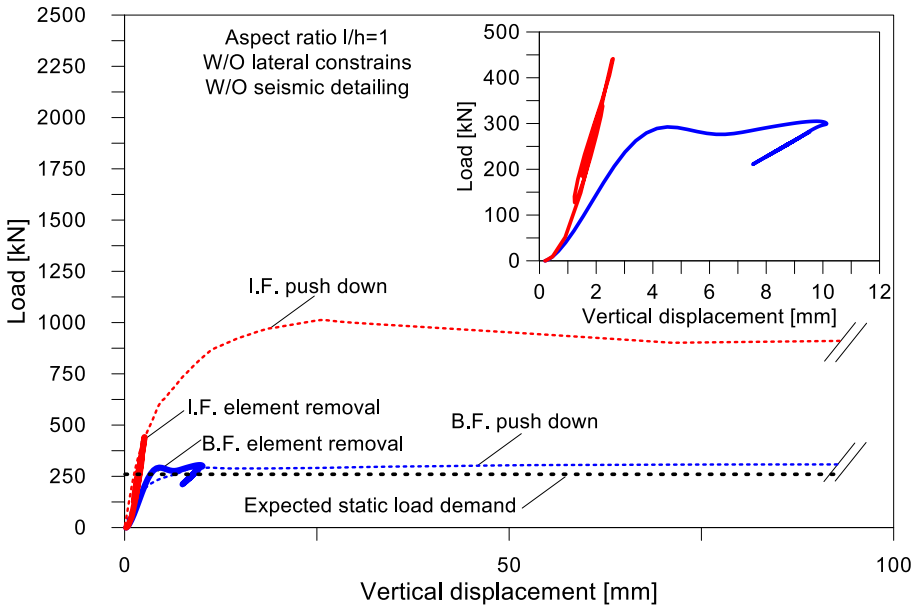


Figura 6.12: Confronto fattore di forma l/h=1, senza vincoli laterali e senza dettagli sismici

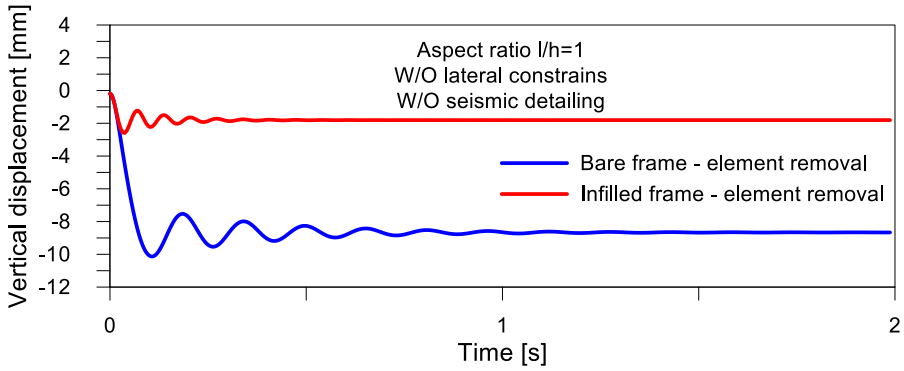


Figura 6.13: Variazione spostamento verticale nel tempo

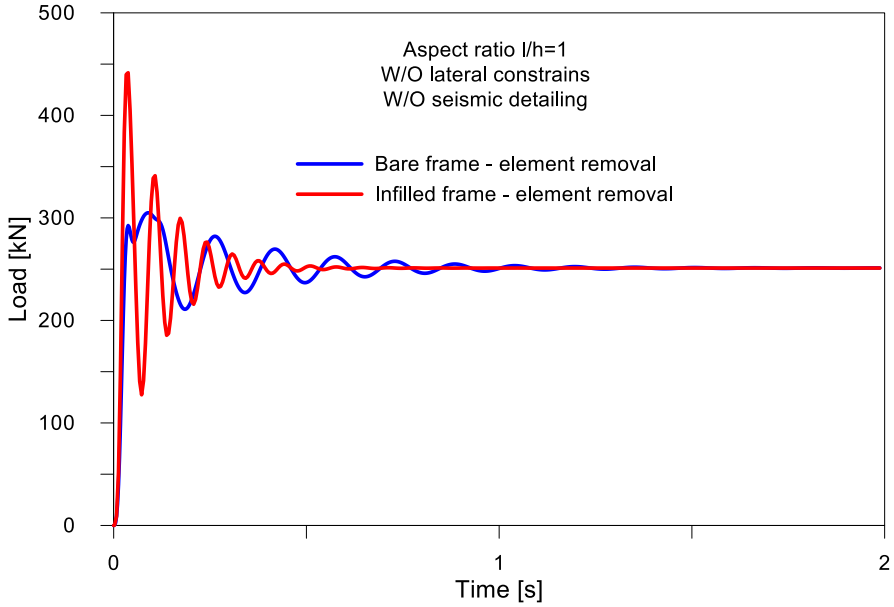


Figura 6.14: Variazione reazione verticale nel tempo

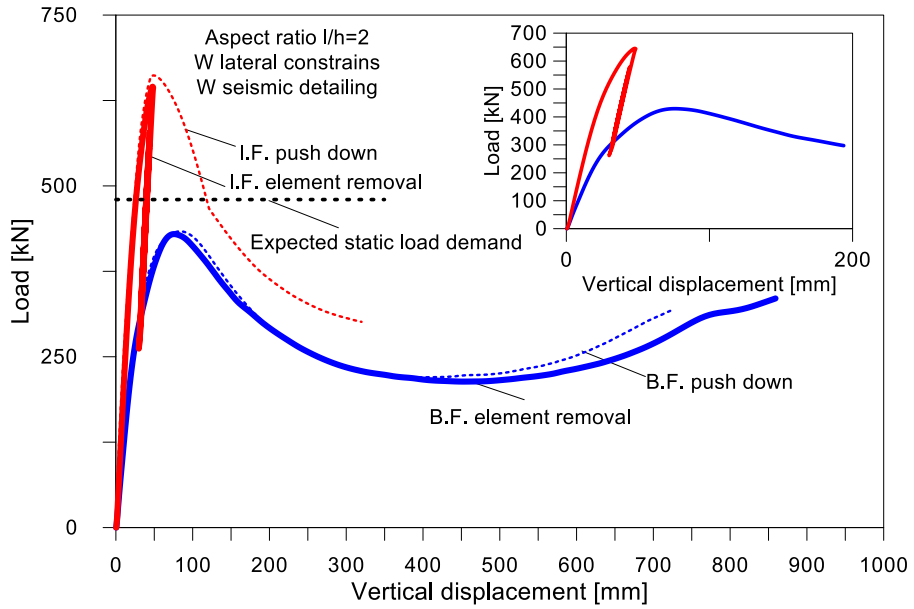


Figura 6.15: Confronto fattore di forma l/h=2, con vincoli laterali e con dettagli sismici

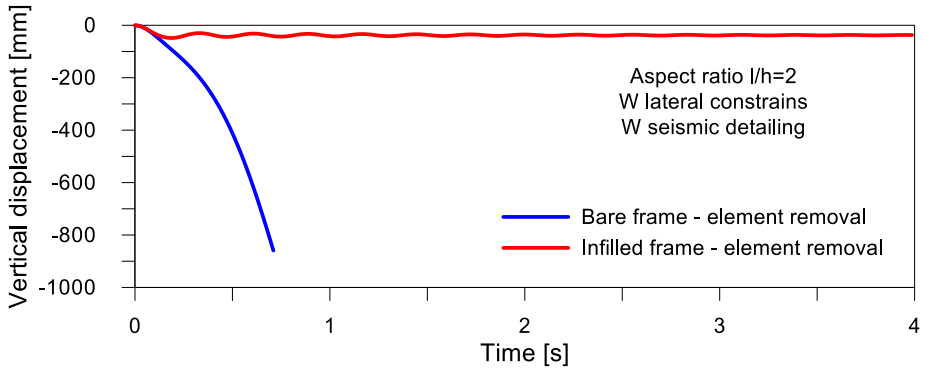


Figura 6.16: Variazione spostamento verticale nel tempo

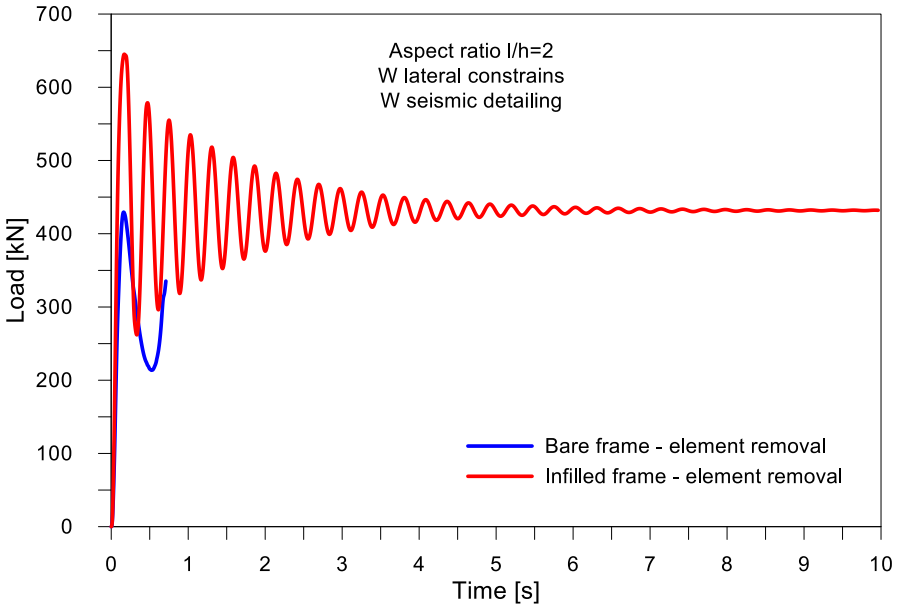


Figura 6.17: Variazione reazione verticale nel tempo

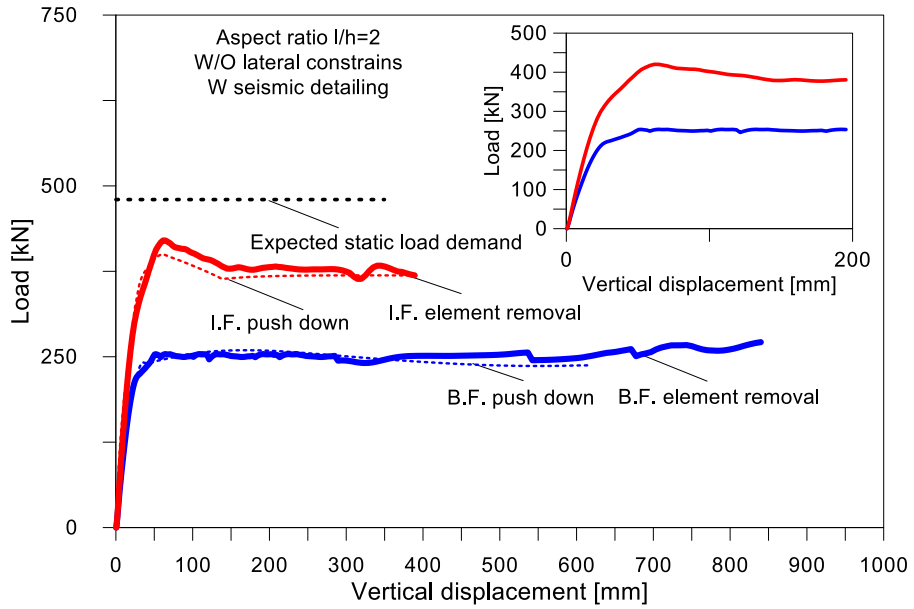


Figura 6.18: Confronto fattore di forma l/h=2, senza vincoli laterali e con dettagli sismici

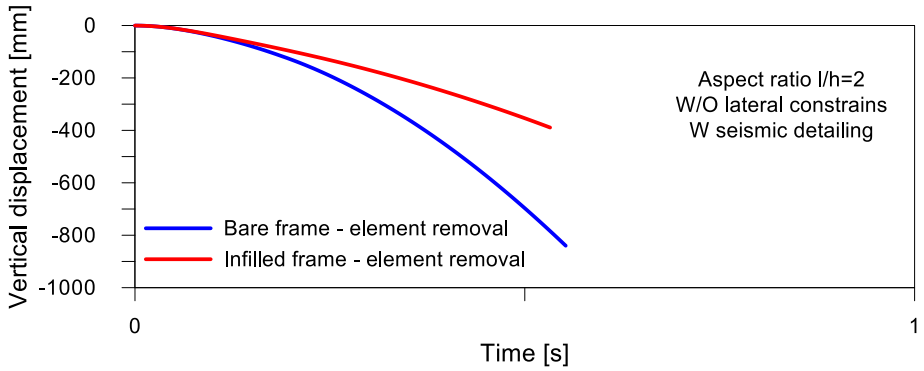


Figura 6.19: Variazione spostamento verticale nel tempo

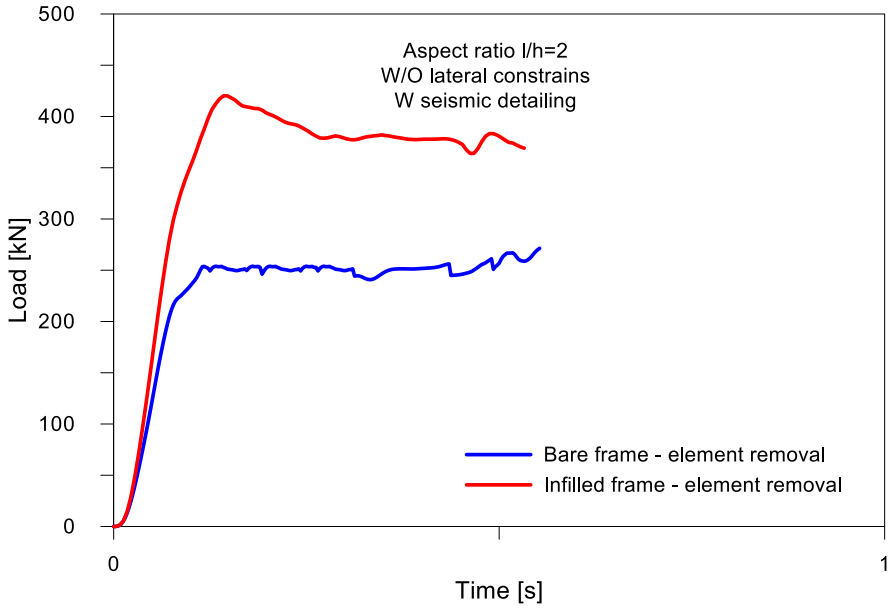


Figura 6.20: Variazione reazione verticale nel tempo

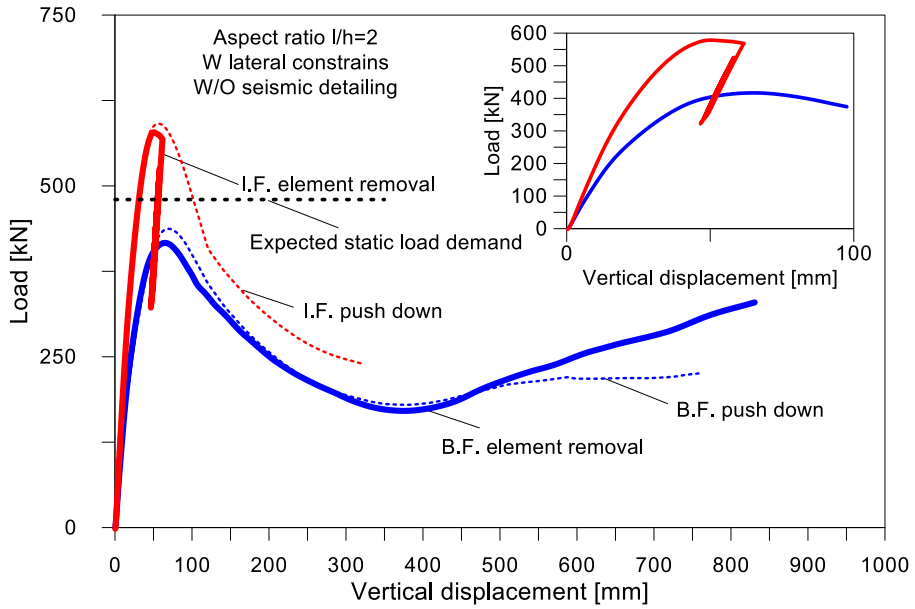


Figura 6.21: Confronto fattore di forma l/h=2, con vincoli laterali e senza dettagli sismici

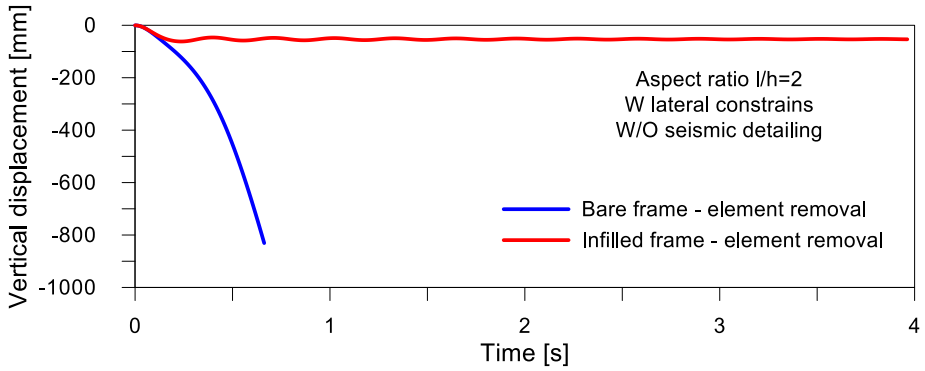


Figura 6.22: Variazione spostamento verticale nel tempo

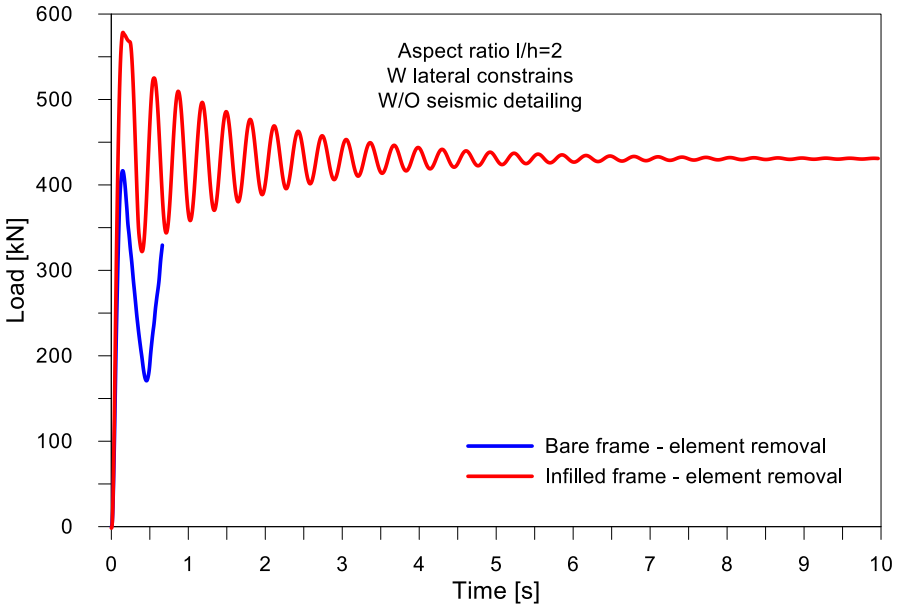


Figura 6.23: Variazione reazione verticale nel tempo

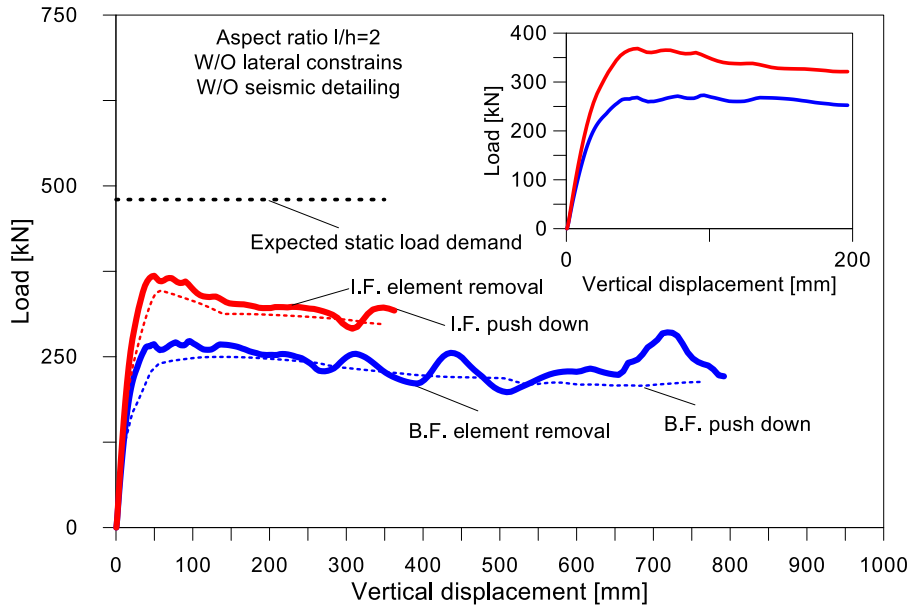


Figura 6.24: Confronto fattore di forma l/h=2, senza vincoli laterali e senza dettagli sismici

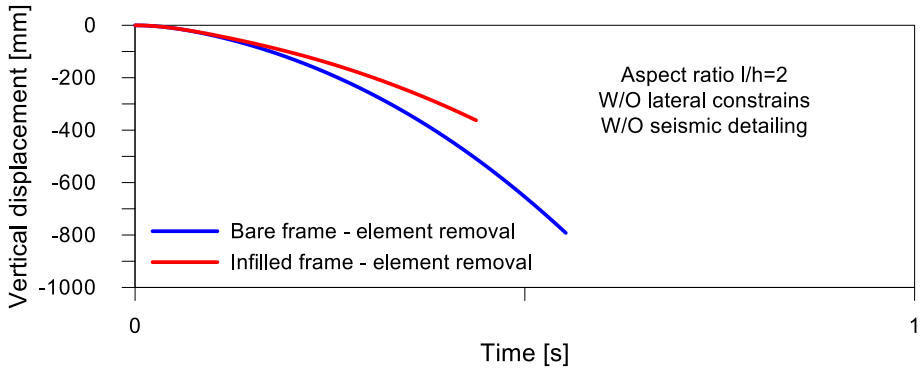


Figura 6.25: Variazione spostamento verticale nel tempo

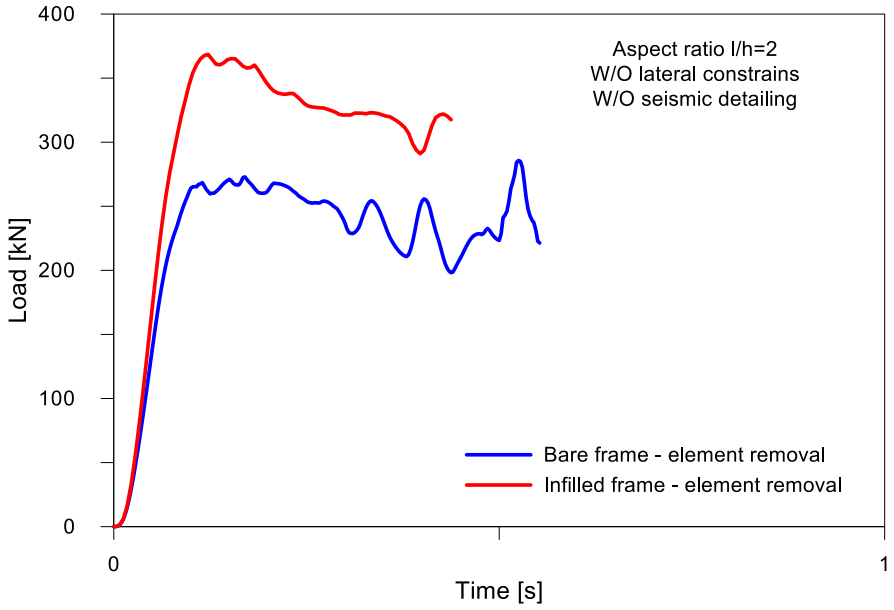


Figura 6.26: Variazione reazione verticale nel tempo

6.2 Variazione della sezione delle trave

La modellazione precedentemente eseguita per mezzo di ATENA 2D viene qui ripresa effettuando un confronto mediante OpenSees eseguendone un'analisi di pushover e dinamica.

Presentando una diversa altezza del tamponamento si è eseguito nuovamente il calcolo delle masse e dei carichi distribuiti da implementare sul software.

Per la modellazione dell'acciaio anche in questo caso si ricorre allo "Steel 02".

	Massa 2	Massa 3	Massa 4	Carico lineare
	[t]	[t]	[t]	[kN/m]
20x100	17.503	22.604	17.503	35.97
30x70	17.294	22.333	17.294	35.54
40x50	17.084	22.063	17.084	35.11

Tabella 6.3: Assegnazione delle masse e dei carichi

Si presentano separatamente i casi bare frames e infilled frames per una maggiore chiarezza, considerando il caso in cui viene rimosso il pilastro centrale (**Fig. 6.27-6.28**). Le due barre finali nelle curve di OpenSees indicano il punto di arresto della curva, in quanto si fa riferimento alla rottura a taglio riscontrata in ATENA 2D.

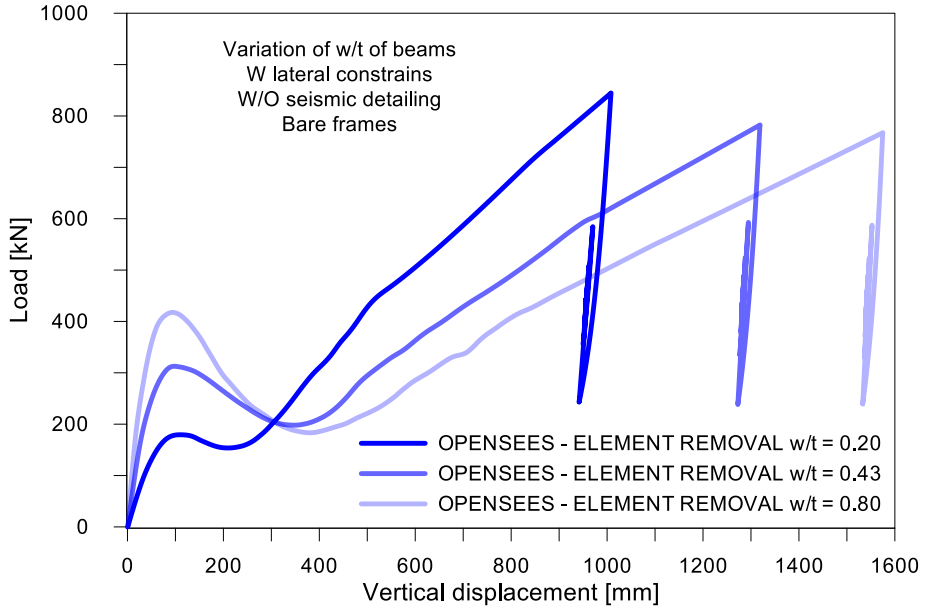


Figura 6.27: Confronto nel caso di variazione della sezione della trave – Bare frames

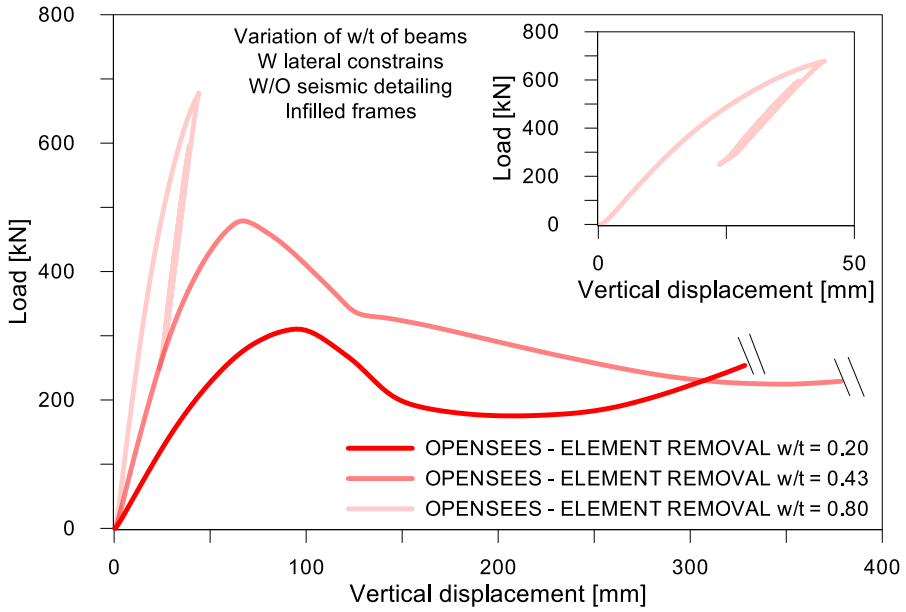


Figura 6.28: Confronto nel caso di variazione della sezione della trave – Infilled frames

Viene eseguito un confronto tra i risultati di entrambi i software, per ogni singolo caso. Si riportano in seguito la variazione nel tempo dello spostamento verticale nel nodo in cui viene rimosso il pilastro e della reazione verticale alla base dei pilastri esterni.

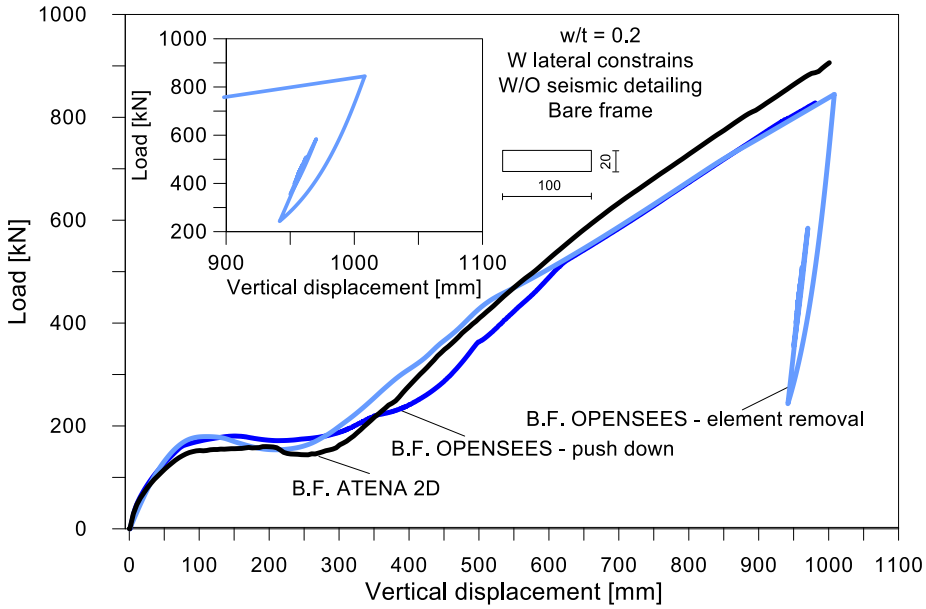


Figura 6.29: Progettazione con travi 20x100 – Bare frame

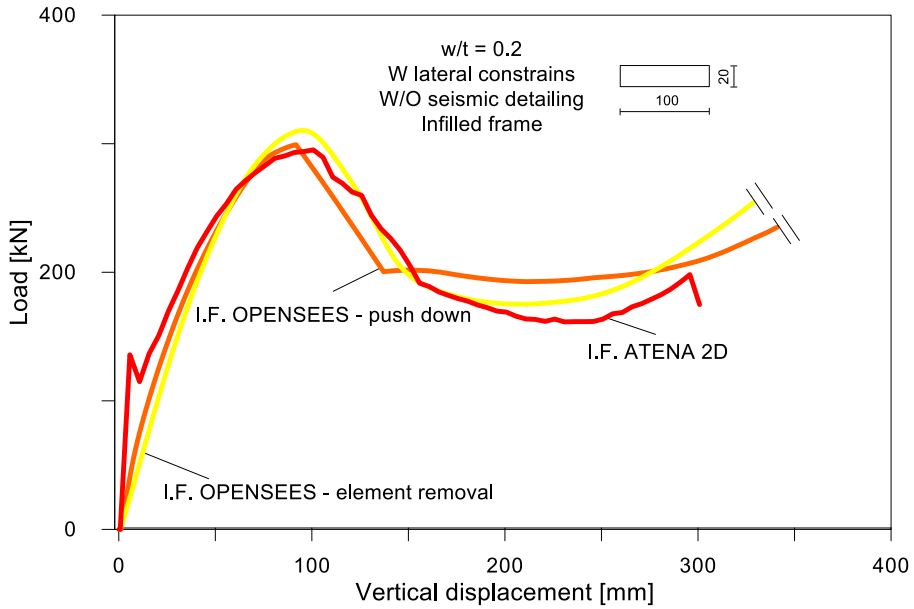


Figura 6.30: Progettazione con travi 20x100 – Infilled frame

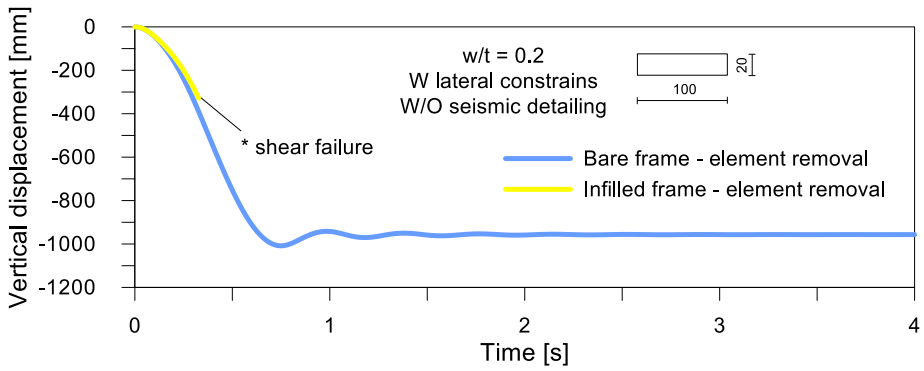


Figura 6.31: Progettazione con travi 20x100 – Variazione spostamento verticale nel tempo

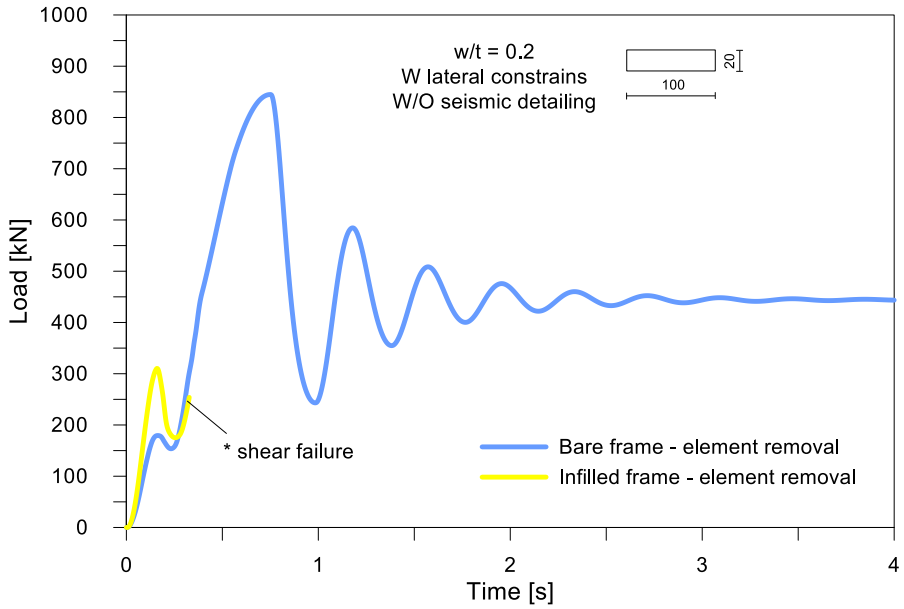


Figura 6.32: Progettazione con travi 20x100 – Variazione reazione verticale nel tempo

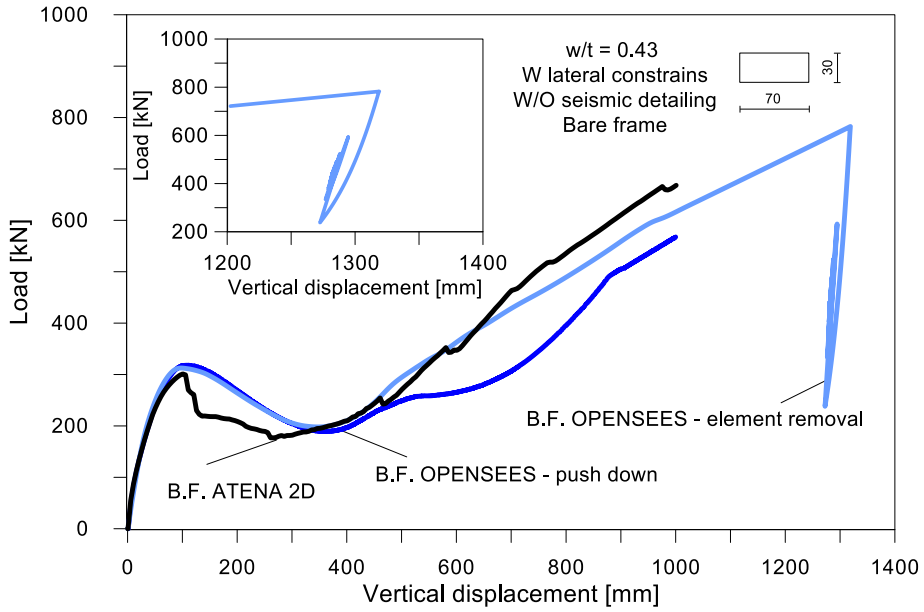


Figura 6.33: Progettazione con travi 30x70 – Bare frame

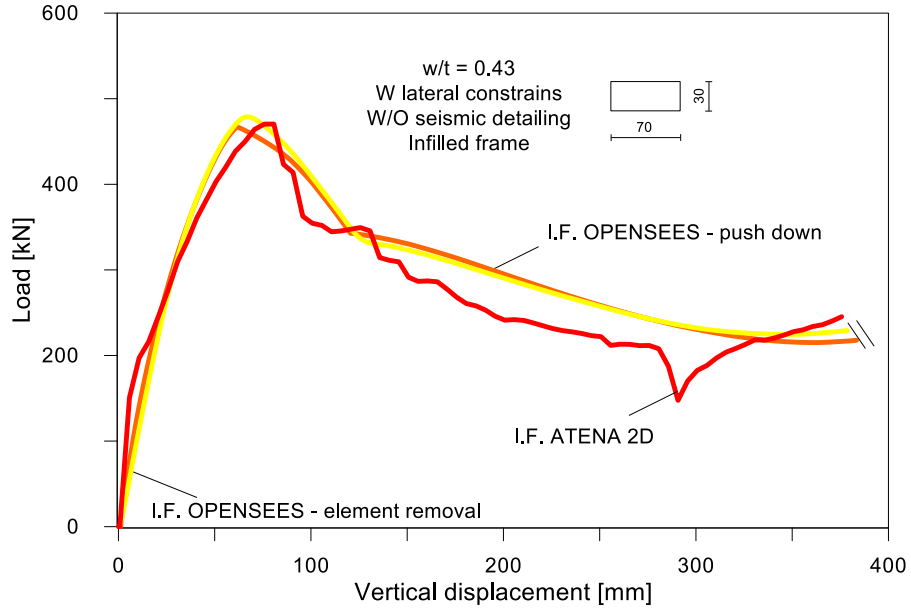


Figura 6.34: Progettazione con travi 30x70 – Infilled frame

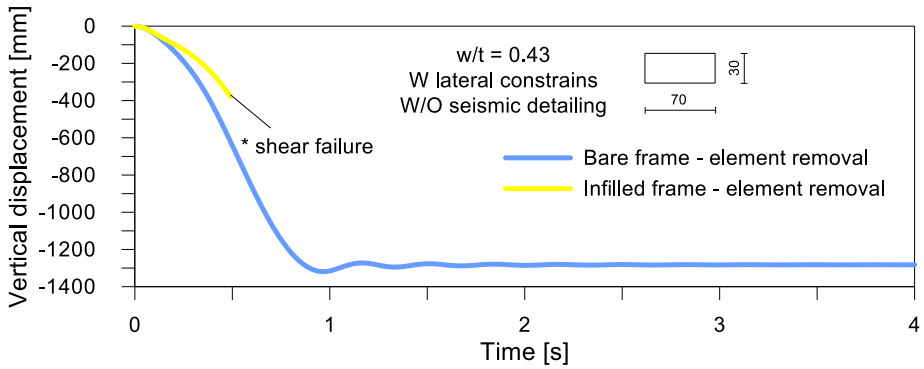


Figura 6.35: Progettazione con travi 30x70 – Variazione spostamento verticale nel tempo

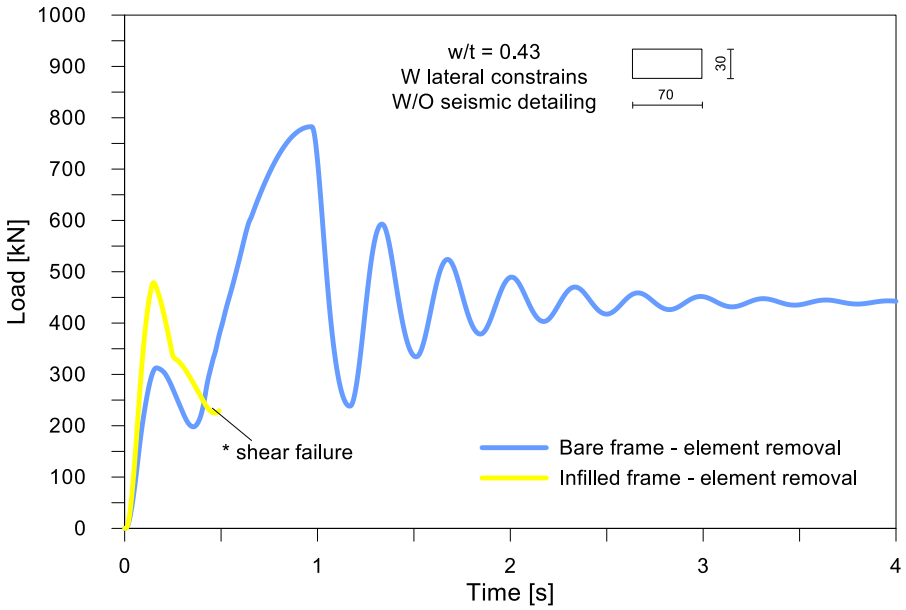


Figura 6.36: Progettazione con travi 30x70 – Variazione reazione verticale nel tempo

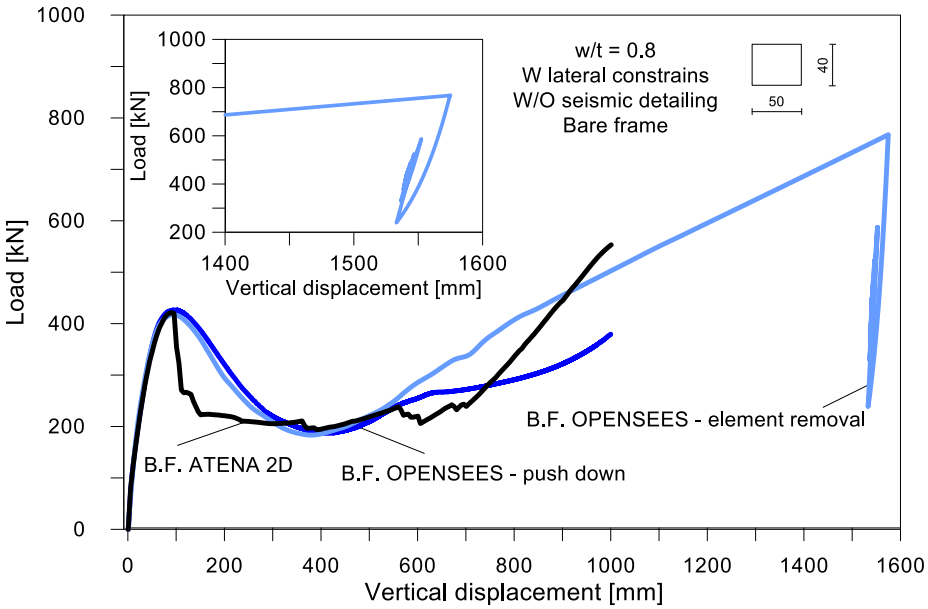


Figura 6.37: Progettazione con travi 40x50 – Bare frame

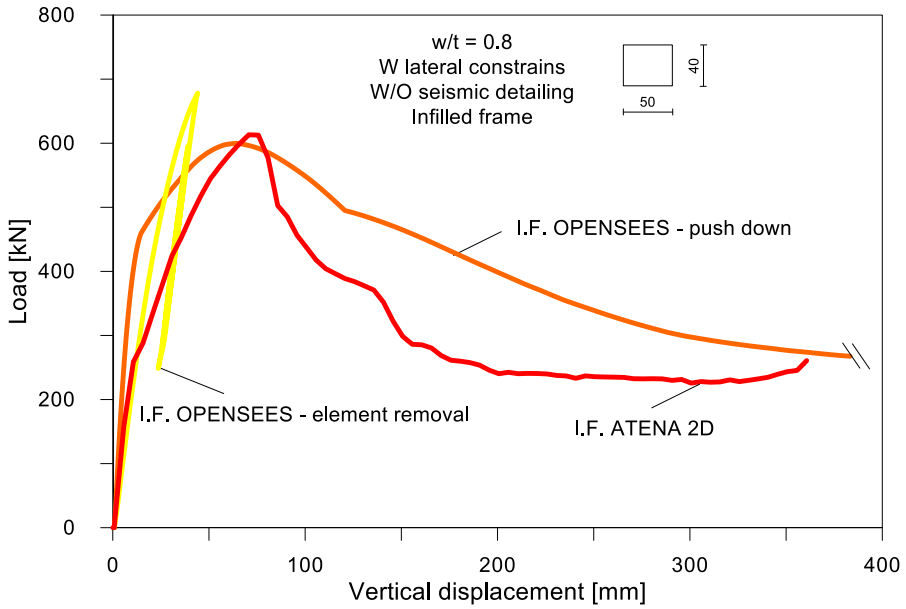


Figura 6.38: Progettazione con travi 40x50 – Infilled frame

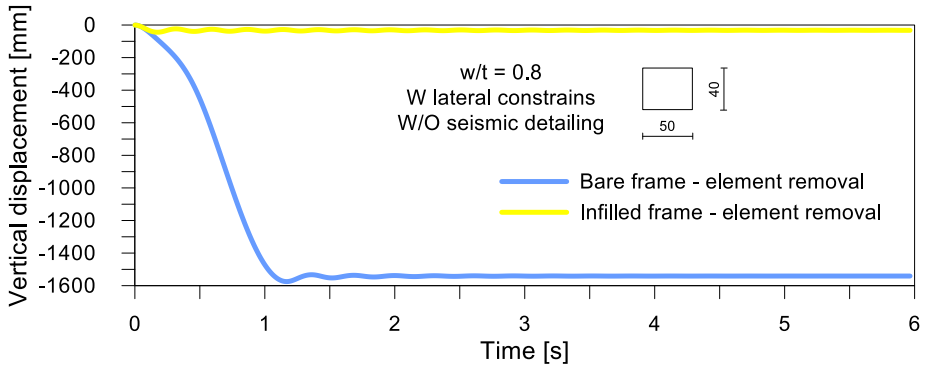


Figura 6.39: Progettazione con travi 40x50 – Variazione spostamento verticale nel tempo

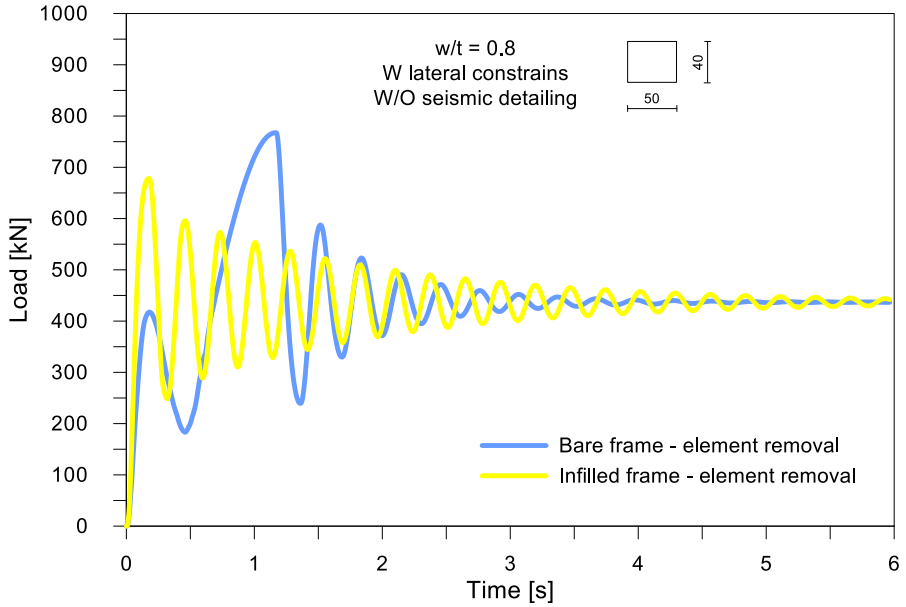


Figura 6.40: Progettazione con travi 40x50 – Variazione reazione verticale nel tempo

È possibile notare un comportamento analogo del provino in entrambi i software, riscontrando una migliore tendenza delle travi a spessore a formare il meccanismo di catenaria, che è visibile da un pronunciato ramo di risalita.
Eseguendo inoltre l'analisi dinamica si nota che ciò può essere fondamentale per evitare il collasso del sistema, sebbene a valori di spostamento elevati.
Il telaio bare frame riesce dunque ad evitare il collasso, nonostante il raggiungimento della plasticizzazione, in quanto l'innescarsi della catenaria permette di resistere alla domanda dinamica carico-spostamento. Il valore a cui si assesta l'oscillazione con il tempo è pari al carico statico, che risulta dello stesso ordine di quello calcolato precedentemente.
Nel caso dell'infilled frame si verificano rotture a taglio nelle travi, come investigato in ATENA 2D, per via della loro minor capacità resistente e per la maggior domanda esercita dal tamponamento.

6.3 Confronto risultati

Osservando i risultati delle analisi si osserva come i telai con fattore di forma pari a 1, anche in campo dinamico resistano alla rimozione improvvisa del pilastro. La curva di pushdown ottenuta non arriva ai valori di resistenza precedentemente calcolati mediante la pushover: segue dunque il tratto elastico della curva di resistenza senza arrivare alla plasticizzazione.

Il sistema riesce dunque a ridistribuire i carichi agenti sulla struttura anche in seguito all'eliminazione della colonna centrale. Si nota come la reazione si assesti intorno ad un carico, corrispondente al carico statico che risulta essere nell'intorno di quello precedentemente calcolato. Tale carico corrisponde al valore di sollecitazione nel pilastro centrale che viene ridistribuito sulle due colonne esterne. Nei grafici del capitolo 4 e 5 si era considerato un carico di collasso pari a 260 kN, per il caso con fattore di forma 1, derivante da una suddivisione della sollecitazione nel pilastro centrale per il numero dei piani e considerandone due di questi.

La presenza della tamponatura determina, oltre ad un aumento della resistenza, un minor danneggiamento, in quanto vi è una riduzione dell'oscillazione intorno a valori di spostamento più contenuti.

I telai con fattore di forma 2 presentano invece una rottura nel caso di assenza di vincoli laterali. La curva dinamica ripercorre l'intera curva di pushover senza giungere ad una condizione di equilibrio; tale comportamento si verifica per entrambi i casi anche in presenza di tamponatura.

I provini bare frames con vincoli laterali non riescono a trovare una configurazione stabile e seguono nuovamente la curva di pushdown; la tamponatura in tali casi può risultare rilevante in quanto permette di rimanere nel tratto elastico della curva carico-spostamento senza giungere alla plasticizzazione, osservando nel tempo l'oscillazione della struttura con il valore della reazione che tende ad assestarsi intorno al carico statico.

Di seguito si riportano i carichi statici raggiunti in seguito all'oscillazione, che rispecchiano quanto appena descritto (**Tab. 6.4**).

	Carico statico stimato	**Carico statico raggiunto**
	[kN]	[kN]
3.44 con dettagli con vincoli	260	267
3.44 con dettagli senza vincoli	260	268
3.44 senza dettagli con vincoli	260	248
3.44 senza dettagli senza vincoli	260	251
6.16 con dettagli con vincoli (infilled frame)	480	432
6.16 con dettagli senza vincoli	480	-
6.16 senza dettagli con vincoli (infilled frame)	480	431
6.16 senza dettagli senza vincoli	480	-

Tabella 6.4: Carichi statici

Osservando i valori in tabella si notano maggiori problemi nel caso con campata 6,16 m in quanto in assenza di vincoli la struttura non resiste. La tamponatura permette di incrementare la robustezza nei telai con vincoli laterali.

Per le costruzioni nuove occorre dunque tener conto del fattore di forma e della resistenza della muratura, la quale comporta un aumento in termini di robustness, consentendo al telaio di resistere all'evento accidentale.

Per le costruzioni esistenti la robustness si consegue verificando la resistenza della tamponatura e la sua dimensione al fine di comprendere la sua eventuale rottura in caso di collasso del pilastro centrale.

Il tamponamento considerato nei casi studio non prevede la presenza di aperture che si possono riscontrare nella realtà, corrispondenti a eventuali porte e finestre.

CONCLUSIONI

Nella presente tesi è stata investigata l'influenza della tamponatura sulla robustezza di un edificio in calcestruzzo armato di tipo residenziale, trattandola da un punto di vista analitico, mediante il confronto dei risultati ottenuti da ATENA 2D e OpenSees, ottenuti in parallelo per bare frames e infilled frames, valutando l'influenza dei dettagli sismici e del vincolo laterale sulla resistenza fornita dal telaio.
Dai confronti eseguiti si nota come l'incremento di resistenza fornito dalla tamponatura permetta di arrivare a un carico resistente circa il doppio del carico ottenuto nella condizione bare frames, risultando particolarmente efficace per i telai privi di dettagli sismici. Il tamponamento, infatti, determina un incremento di resistenza rispetto al corrispondente bare frame pari a 2-2.5 volte nel caso di campata piccola e pari a 1.5-2 volte per la campata grande.
Per i campioni con fattore di forma pari a 1 non si sono registrati collassi per perdita del pilastro, a differenza di quelli con fattore di forma 2, i quali sono significativamente influenzati dalla presenza del tamponamento ai fini della robustezza.
L'influenza dei dettagli sismici ha maggior rilievo nel bare frame rispetto all'infilled frame: essendo il telaio sprovvisto di tamponatura risente della presenza di un quantitativo maggiore di armatura.
Dalla fase di post-processing di ATENA 2D dei modelli bare frames, si denotano le diffusioni delle fessure nelle travi in corrispondenza della colonna centrale e nelle zone superiori delle estremità laterali. In seguito al raggiungimento di spostamenti verticali elevati si sviluppano rotture a taglio nei giunti esterni.
In presenza di dettagli sismici, si riscontrano fessure maggiormente uniformi e di dimensione minore: questo è dovuto principalmente alla presenza dell'armatura trasversale, che confina il calcestruzzo e aiuta a bilanciare la forza di taglio e l'estensione delle rotture.
Gli infilled frames presentano un diverso percorso di collasso, causato inizialmente dalla formazione delle fessure all'interno del telaio, riscontrando rotture nella zona superiore della trave, affidando la capacità resistente del provino al tamponamento. Dallo sviluppo delle fessure all'interno dell'intero pannello di muratura si nota la

formazione di due puntoni in compressione fino allo scorrimento nella muratura, con la successiva separazione dei mattoncini e la perdita di funzionalità del pannello. In seguito si giunge allo snervamento delle barre longitudinali della trave o alla rottura a taglio nei giunti esterni con il conseguente collasso del sistema.

L'aumento di rigidezza derivante dalla presenza del pannello causa un incremento della forza agente in tale zona, la quale viene trasferita al telaio, generando effetti locali che possono portare al collasso dei nodi o degli elementi del telaio stesso, poichè si può eccedere la loro capacità resistente. Le principali rotture si verificano nelle colonne o nei nodi, in cui avviene una rottura fragile a taglio.

Un aspetto importante che si riscontra durante l'incremento di spostamento verticale, derivante dalla perdita improvvisa di un pilastro, è il graduale passaggio della forza assiale delle travi da una prima fase di compressione a una successiva di trazione, a seguito di grandi rotazioni e spostamenti. Dopo un iniziale stadio in cui si giunge allo snervamento delle barre di armatura e inizia la formazione di alcune cerniere plastiche, il meccanismo ad arco genera nelle travi uno sforzo normale di compressione, fornendo un incremento di resistenza flessionale alle travi.

Il movimento verso l'esterno è influenzato dall'armatura longitudinale del pilastro che ne incrementa la rigidezza, quello verso l'interno risente delle barre di rinforzo presenti nella trave e della loro resistenza a trazione. Con la formazione della catenaria aumentano la forza assiale all'interno della trave e lo sforzo tagliante agente sul giunto esterno che richiede perciò una significativa resistenza a taglio.

Il meccanismo di catenaria si verifica per i casi con variazione della sezione della trave, nei quali non si raggiunge la plasticizzazione delle barre longitudinali delle travi nei bare frames. La causa principale di tale meccanismo è da ricercarsi nella maggior capacità rotazionale della trave in seguito alla sua ridotta altezza della sezione e alla elevata quantità di armatura presente. Questo effetto di catenaria tende a diminuire con l'aumento dell'altezza della sezione, presentando però una maggior resistenza del telaio.

L'effetto catenaria non riesce a innescarsi nel caso infilled frames, in quanto la forza di compressione che si genera nei puntoni può bilanciare parte della forza assiale che si sviluppa nella trave, determinandone un minor danneggiamento dei giunti esterni. I tamponamenti, lavorando come due puntoni compressi, incrementano

significativamente la resistenza del provino, che può raggiungere una rottura più fragile a spostamenti più bassi, dovuta spesso a una crisi per taglio.

L'inserimento delle aperture all'interno dei pannelli di tamponatura presenta maggior influenza nei provini con fattore di forma 1, nei quali si verifica una diminuzione di resistenza. Come intuibile, con lo sviluppo della dimensione della finestra in una consistente zona del pannello, viene maggiormente influenzata la risposta, in quanto interagisce con i puntoni di compressione che si creano. Nel caso con fattore di forma 2 le zone di compressione risultano esterne all'apertura e ne risentono dunque in piccola parte, senza alterarne il meccanismo resistente.

L'aumento del numero dei piani determina un incremento di resistenza del telaio analizzato e, dal confronto tra i valori di picco degli infilled frames e dei bare frames, si riscontra come questo effetto tenda a diminuire dopo il raggiungimento di tre piani di elevazione. Tuttavia l'incremento fornito al sistema tamponato cresce sempre con l'aumentare del numero dei piani.

La modellazione del tamponamento può effettuarsi mediante un puntone diagonale, la cui calibrazione segue le leggi di correlazione fornite nel capitolo 2.

Nonostante le curve di pushdown considerate risultino un ottimo metodo equivalente per la valutazione del collasso progressivo, queste forniscono solo la capacità del sistema. La valutazione della domanda è eseguita infatti in OpenSees in ambito dinamico mediante la rimozione improvvisa del pilastro e stabilendo se il telaio arriva a collasso.

Dai risultati delle analisi si osserva come i telai con fattore di forma pari a 1, anche in campo dinamico, resistano alla rimozione improvvisa del pilastro, ridistribuendo i carichi agenti sulla struttura. La curva di pushdown ottenuta non arriva ai valori di resistenza precedentemente calcolati mediante la pushover: segue dunque il tratto elastico della curva di resistenza senza arrivare alla plasticizzazione.

La reazione misurata nel tempo si assesta intorno a un carico, il quale è corrispondente al carico statico che risulta essere nell'intorno di quello precedentemente calcolato, pari alla suddivisione della sollecitazione nel pilastro centrale per il numero dei piani e considerandone due di questi.

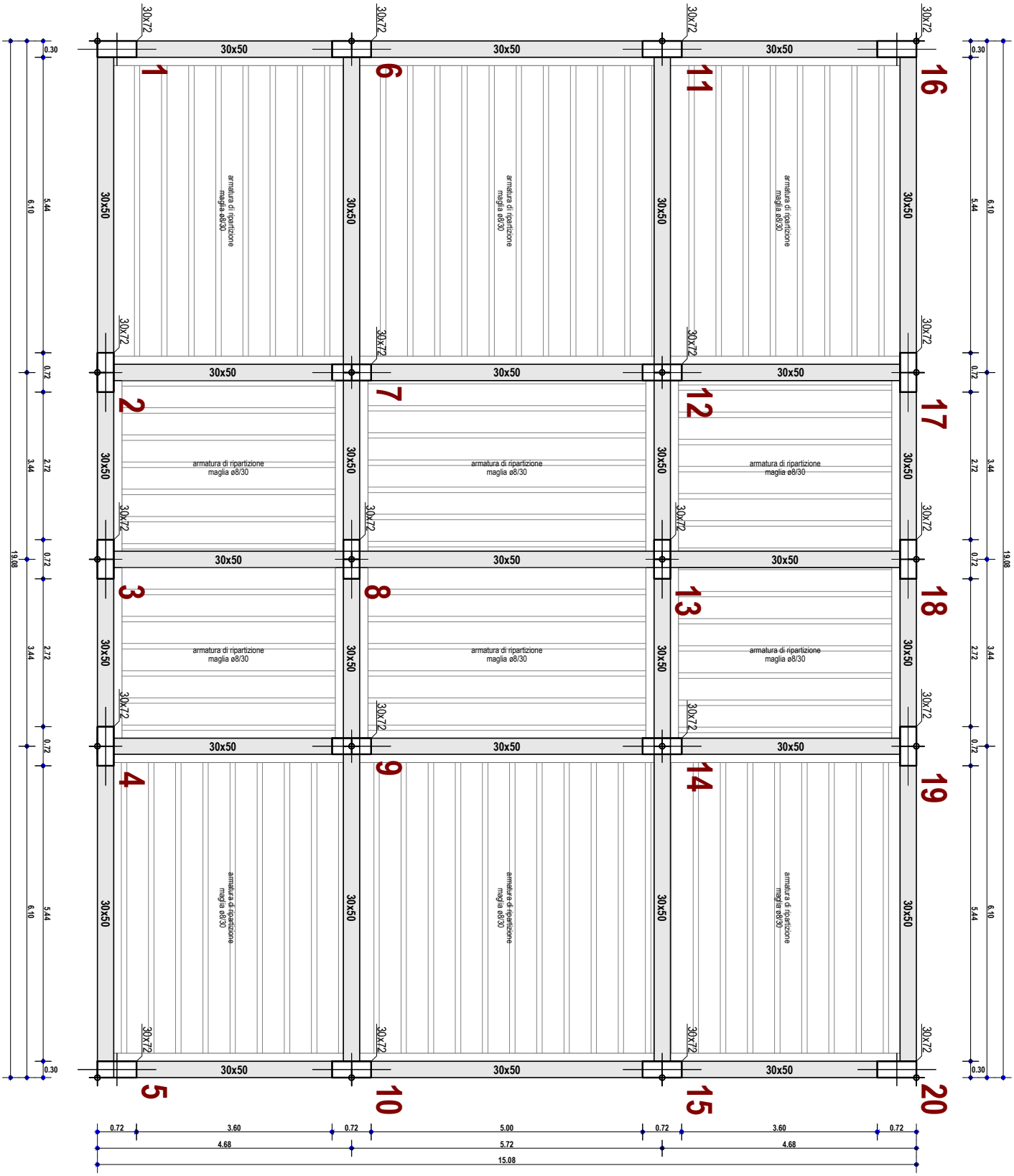
La presenza della tamponatura determina, oltre a un aumento della resistenza, un minor danneggiamento, in quanto vi è una riduzione dell'ampiezza di oscillazione.

Nei telai con fattore di forma 2, la tamponatura permette di incrementare la robustezza in presenza di vincoli laterali. Nei restanti casi la curva dinamica ripercorre l'intera curva di pushover senza giungere ad una condizione di equilibrio.
Per le costruzioni nuove occorre perciò tener conto del fattore di forma e della resistenza della muratura, la quale comporta un aumento in termini di robustness, consentendo al telaio di resistere all'evento accidentale.
Il modello 2D considerato tiene conto solamente del telaio esterno estratto da un modello tridimensionale, senza considerare l'effetto svolto dalla trave secondaria e dal solaio, i quali, se tenuti in conto, potrebbero aumentare significativamente la capacità di resistenza del campione, dato che si presenterebbe la possibilità di sviluppare nuovi percorsi di carico successivamente allo scenario di collasso del pilastro.
D'altro canto l'effetto della tamponatura per una situazione 3D con annesso solaio, potrebbe risultare meno influente.
Un'eventuale soluzione di miglioramento potrebbe riguardare l'introduzione dell'armatura di bordo lungo l'altezza della trave, al fine di agevolare lo sviluppo del meccanismo di catenaria, determinando un aumento del carico resistente nella curva di pushdown.
Da un'analisi del lavoro svolto si nota la possibilità di effettuare ulteriori ricerche, quali ad esempio la variazione della posizione dell'apertura, nel caso in esame considerata nella sola posizione centrale, modificandone inoltre le dimensioni.
Un altro aspetto determinante riguarda la posizione della tamponatura e la sua regolarità di distribuzione nel piano e in altezza.
In questa tesi non sono state fatte considerazioni riguardanti l'azione tagliante locale che si genera nelle estremità delle travi, a seguito del meccanismo di collasso: non si sono dunque esaminate a fondo le dettagliate informazioni sui danni locali reperibili da tali modellazioni.
Due sono gli aspetti che richiederebbero ulteriori approfondimenti in una ricerca specifica: la corretta modellazione dell'interfaccia, in grado di riprodurre la condizione di attrito e i meccanismi che si sviluppano nella realtà, e il distacco telaio-tamponatura nelle zone di contatto.

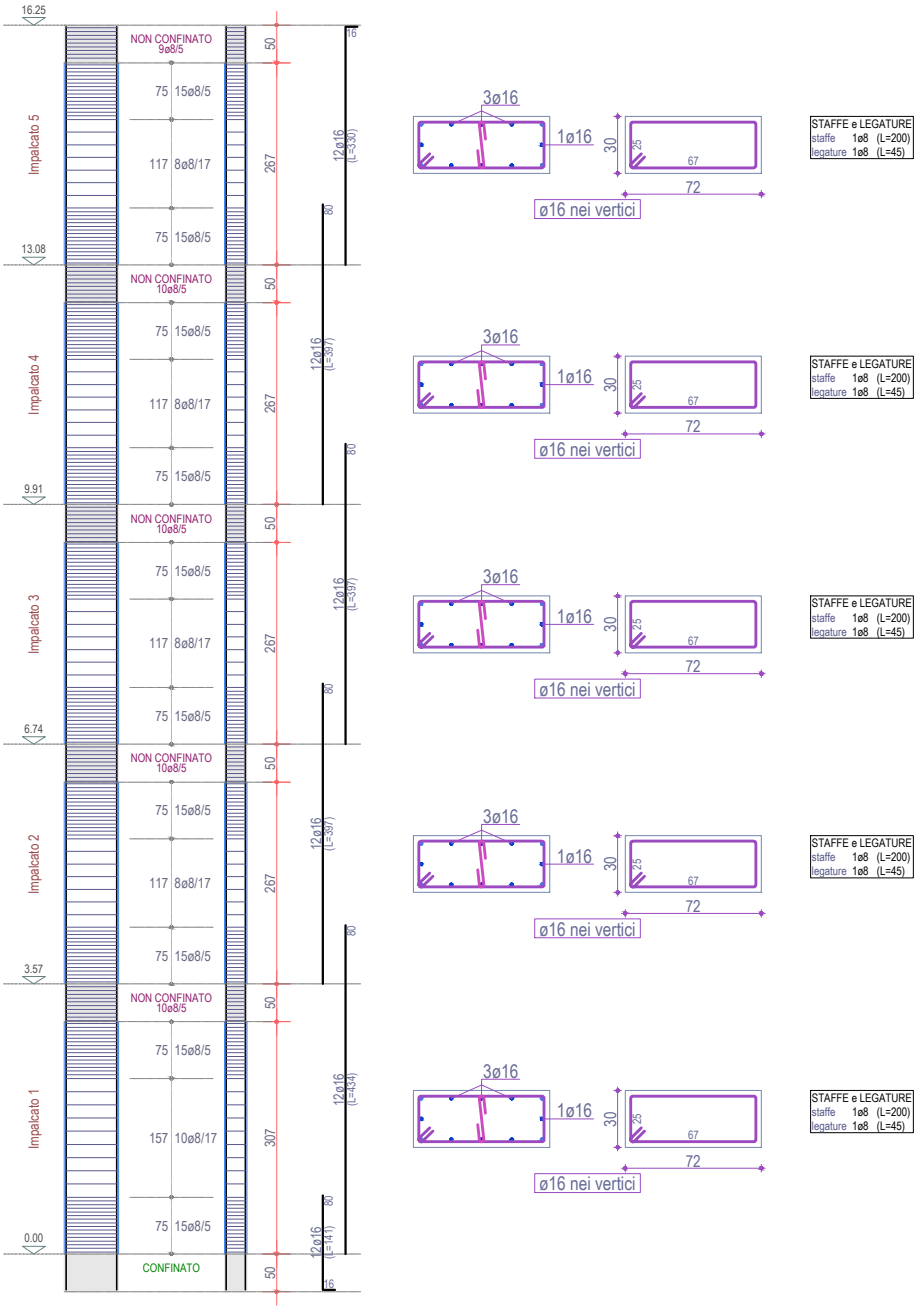
Nel lavoro svolto si è considerata una perfetta connessione tra le barre di armatura e il calcestruzzo, trascurando gli effetti di legame e i meccanismi di collasso associati agli ancoraggi.

Le tematiche proposte rappresentano dunque l'input per ulteriori ricerche, al fine di arrivare a una completa analisi e conoscenza del fenomeno.

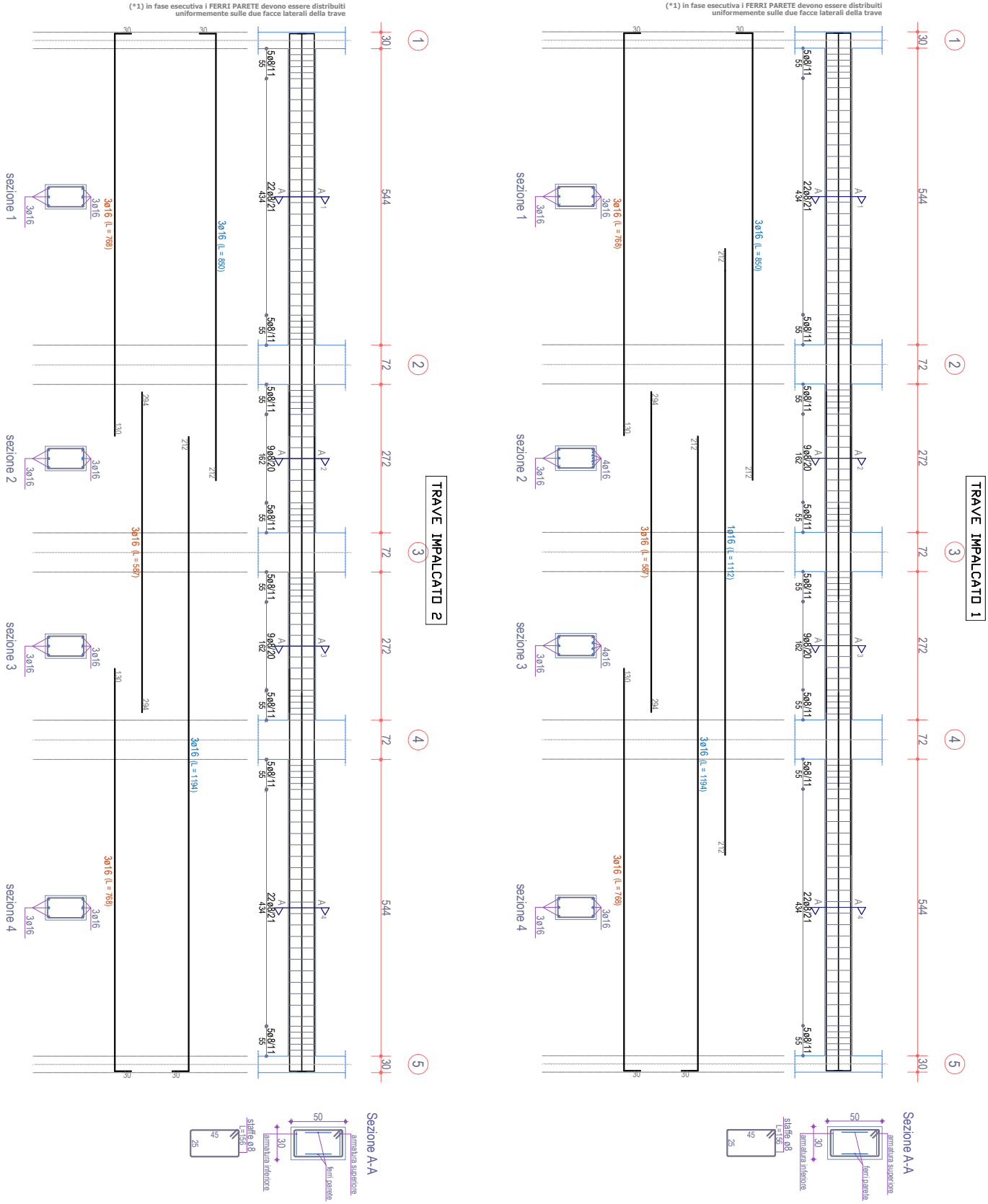
CAMPATA 3,44 m CON DETTAGLI SISMICI SCALA 1:100



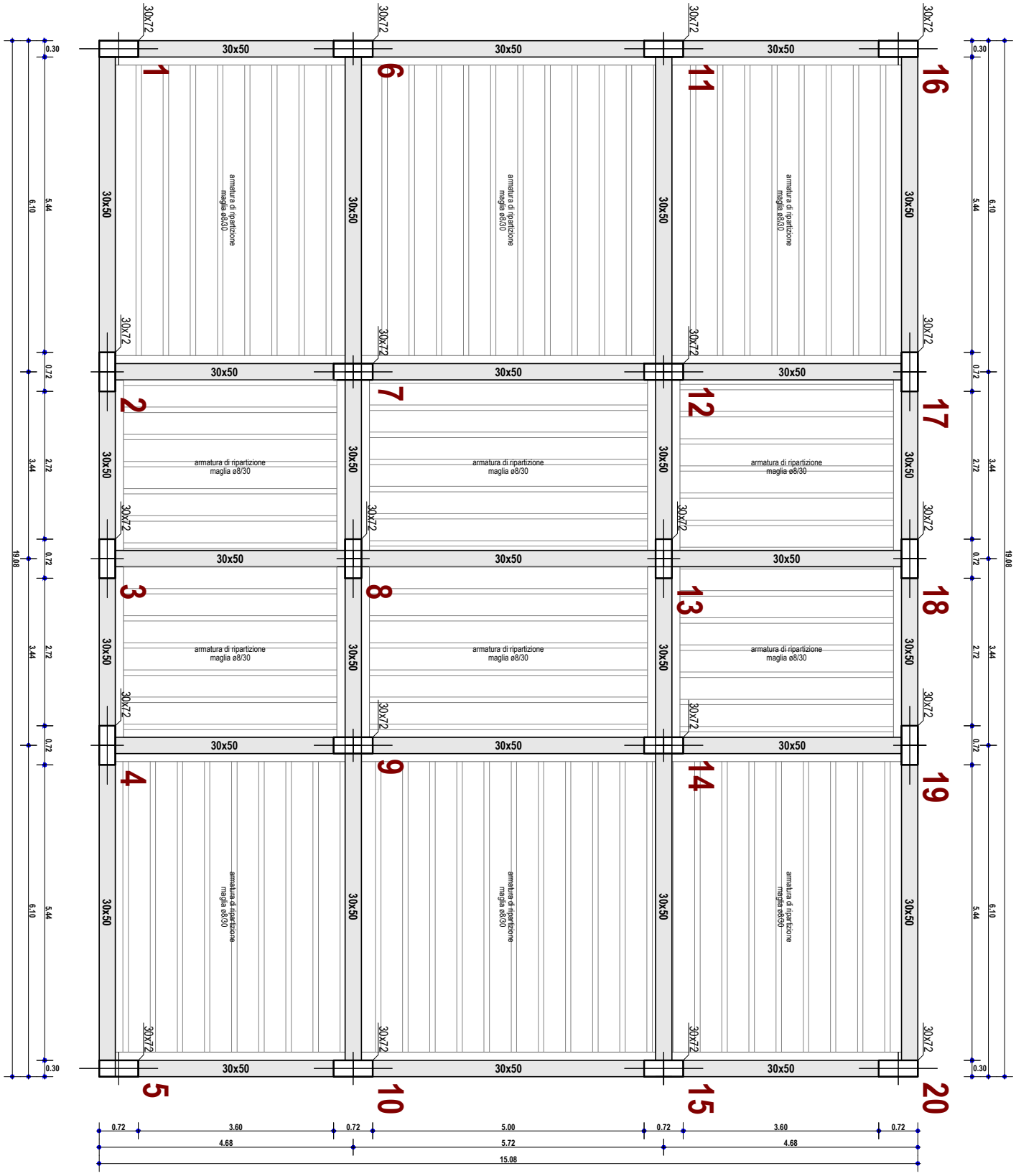
CAMPATA 3,44 m CON DETTAGLI SISMICI SCALA 1:100



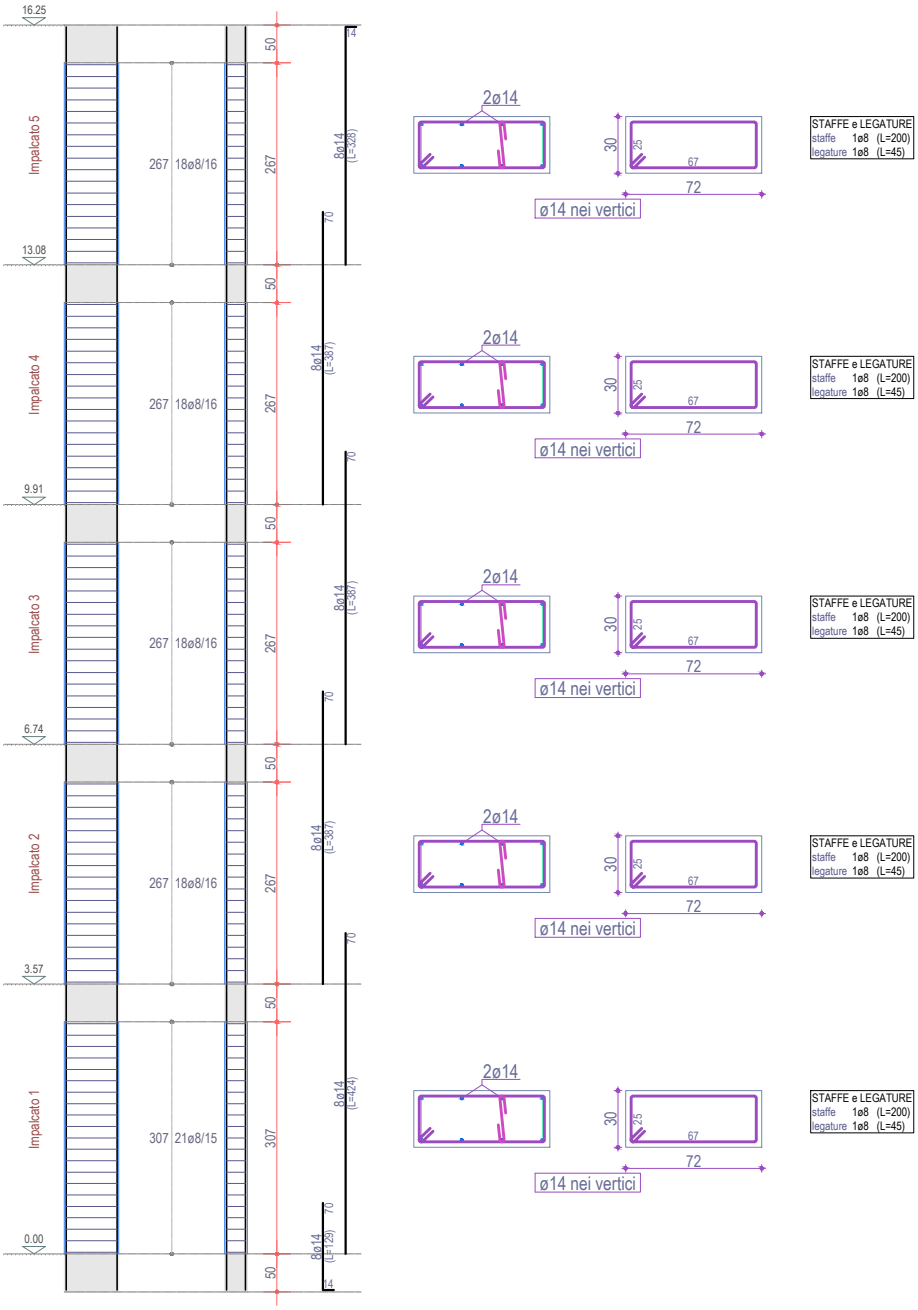
CAMPATA 3,44 m CON DETTAGLI SISMICI SCALA 1:100



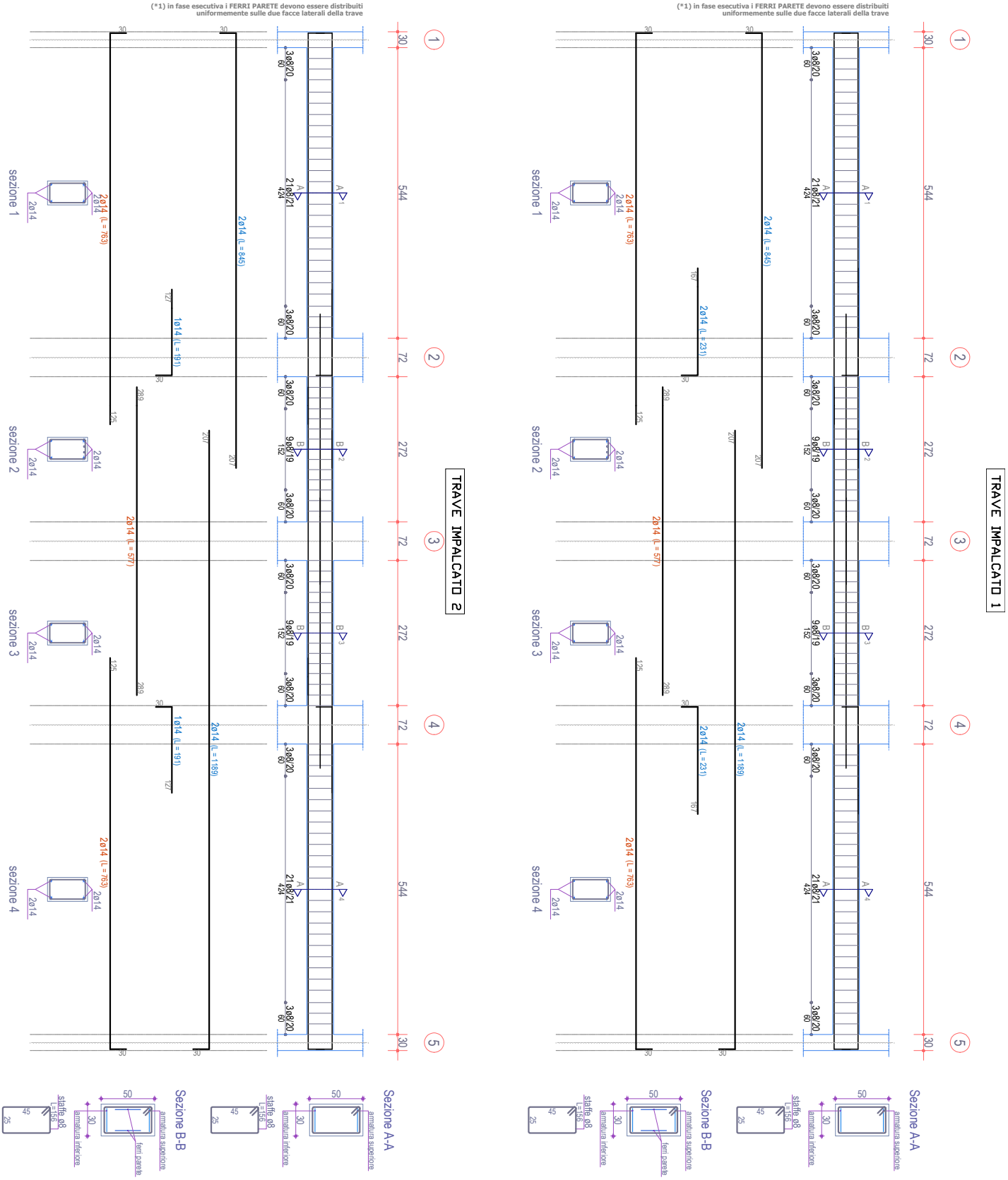
CAMPATA 3,44 m SENZA DETTAGLI SISMICI SCALA 1:100



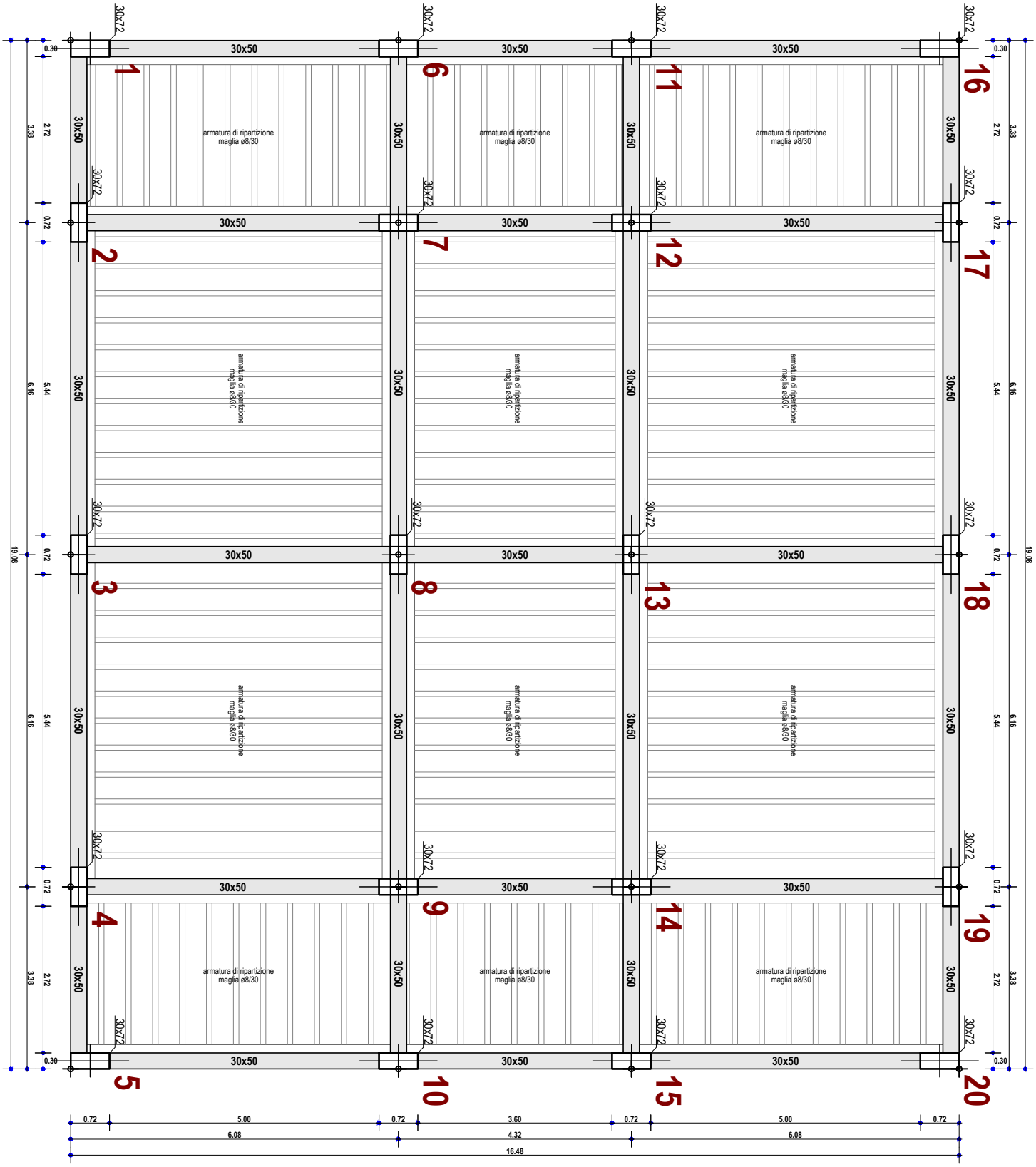
CAMPATA 3,44 m SENZA DETTAGLI SISMICI SCALA 1:100



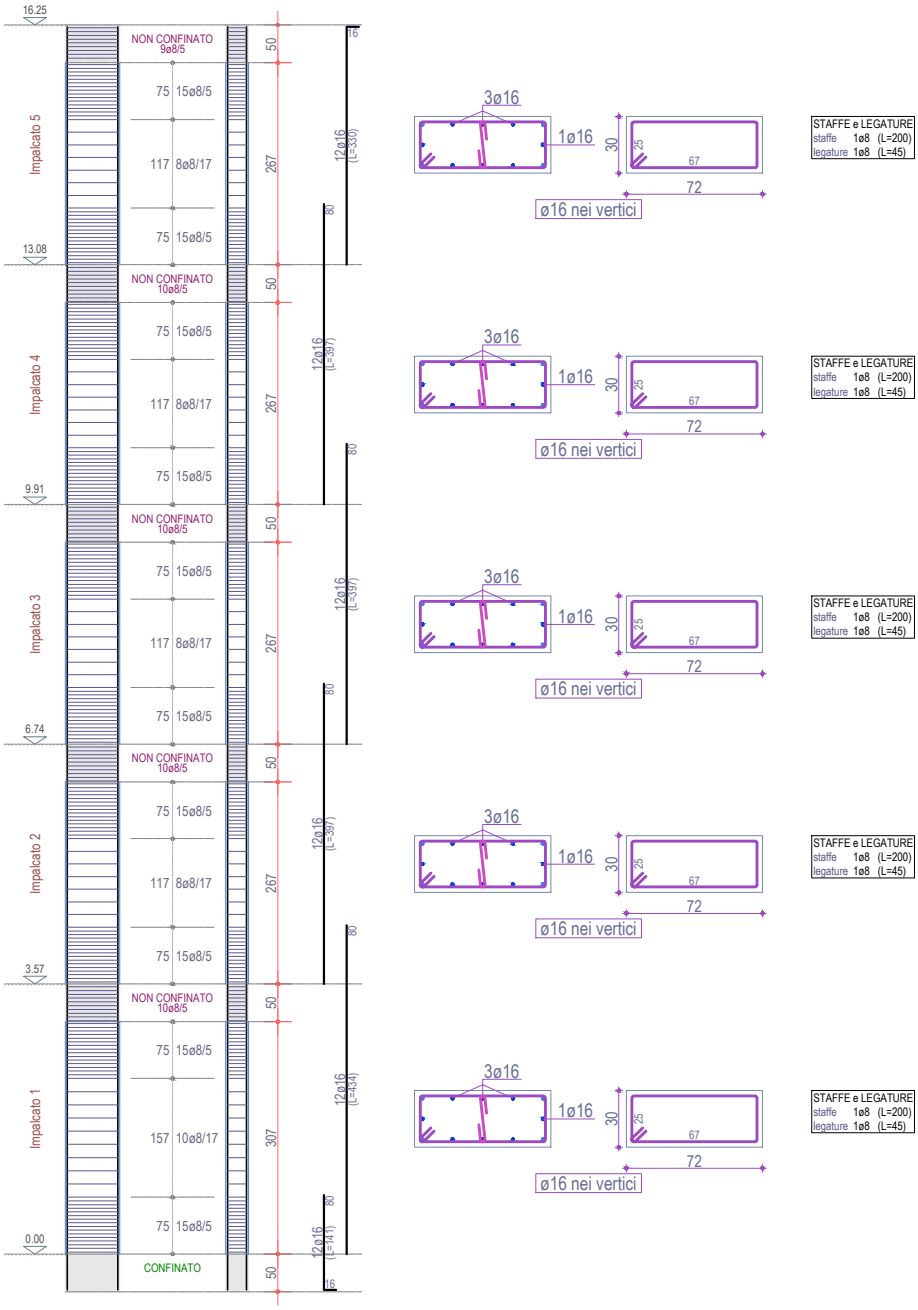
CAMPATA 3,44 m SENZA DETTAGLI SISMICI SCALA 1:100



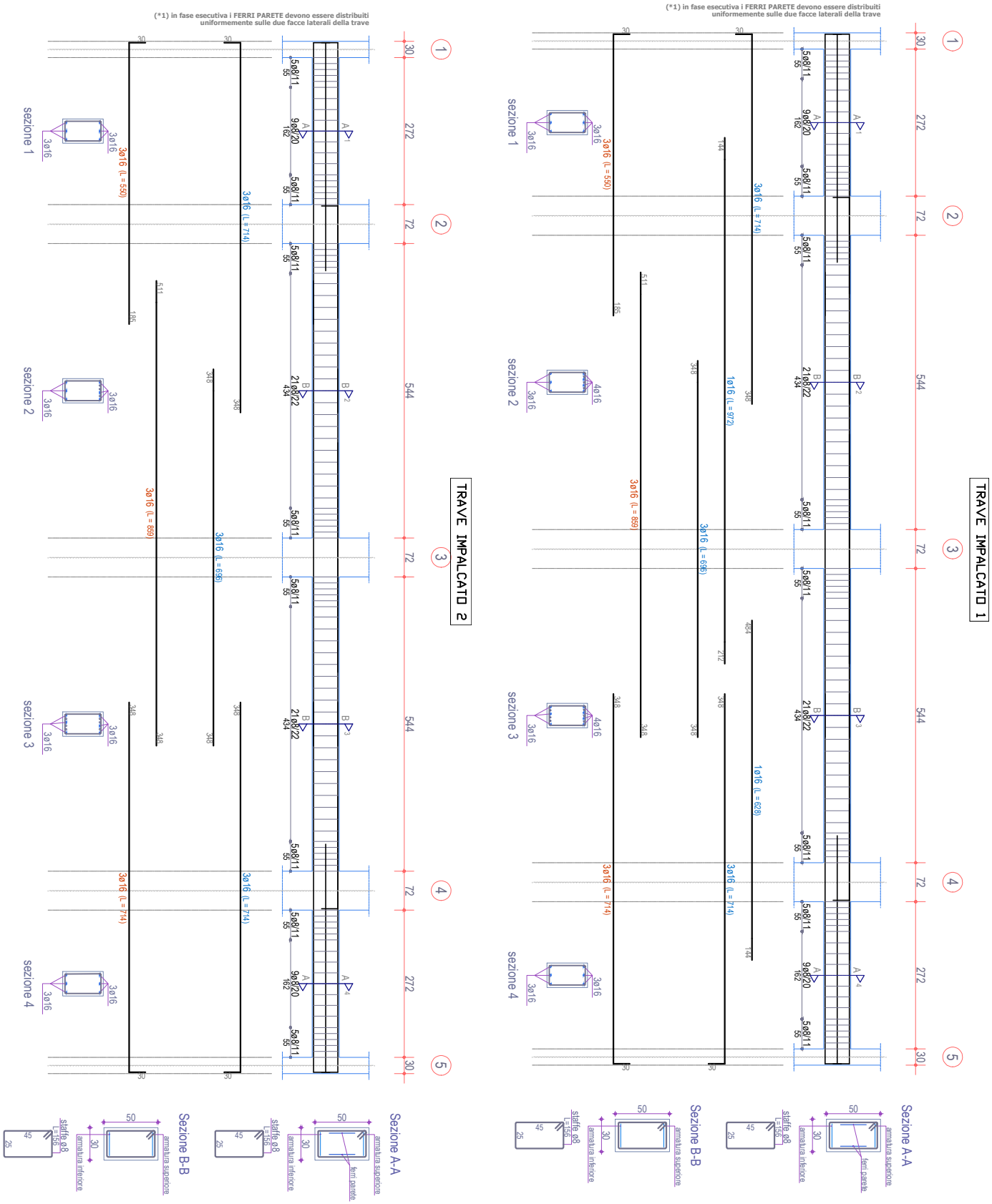
CAMPATA 6,16 m CON DETTAGLI SISMICI SCALA 1:100



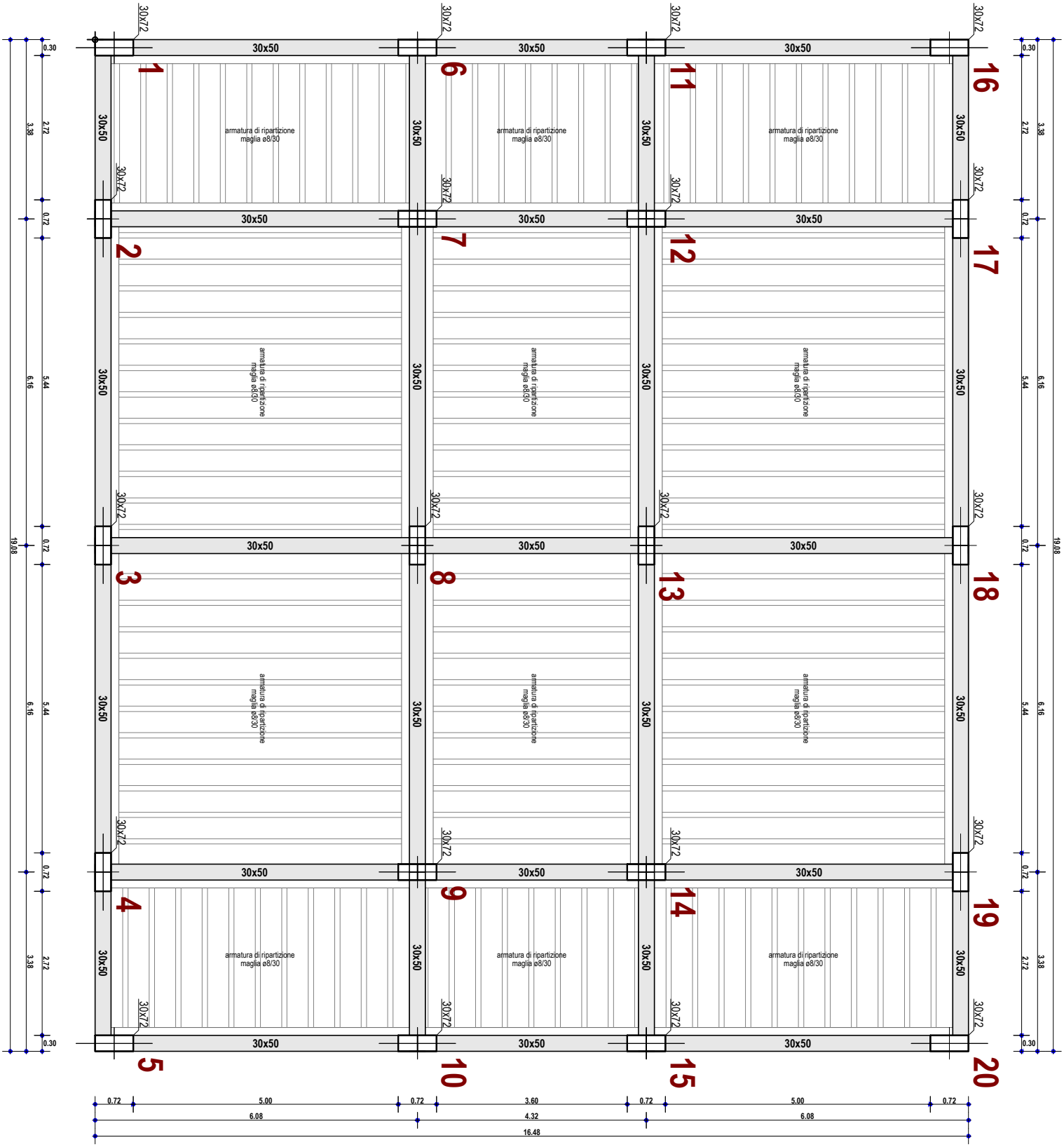
CAMPATA 6,16 m CON DETTAGLI SISMICI SCALA 1:100



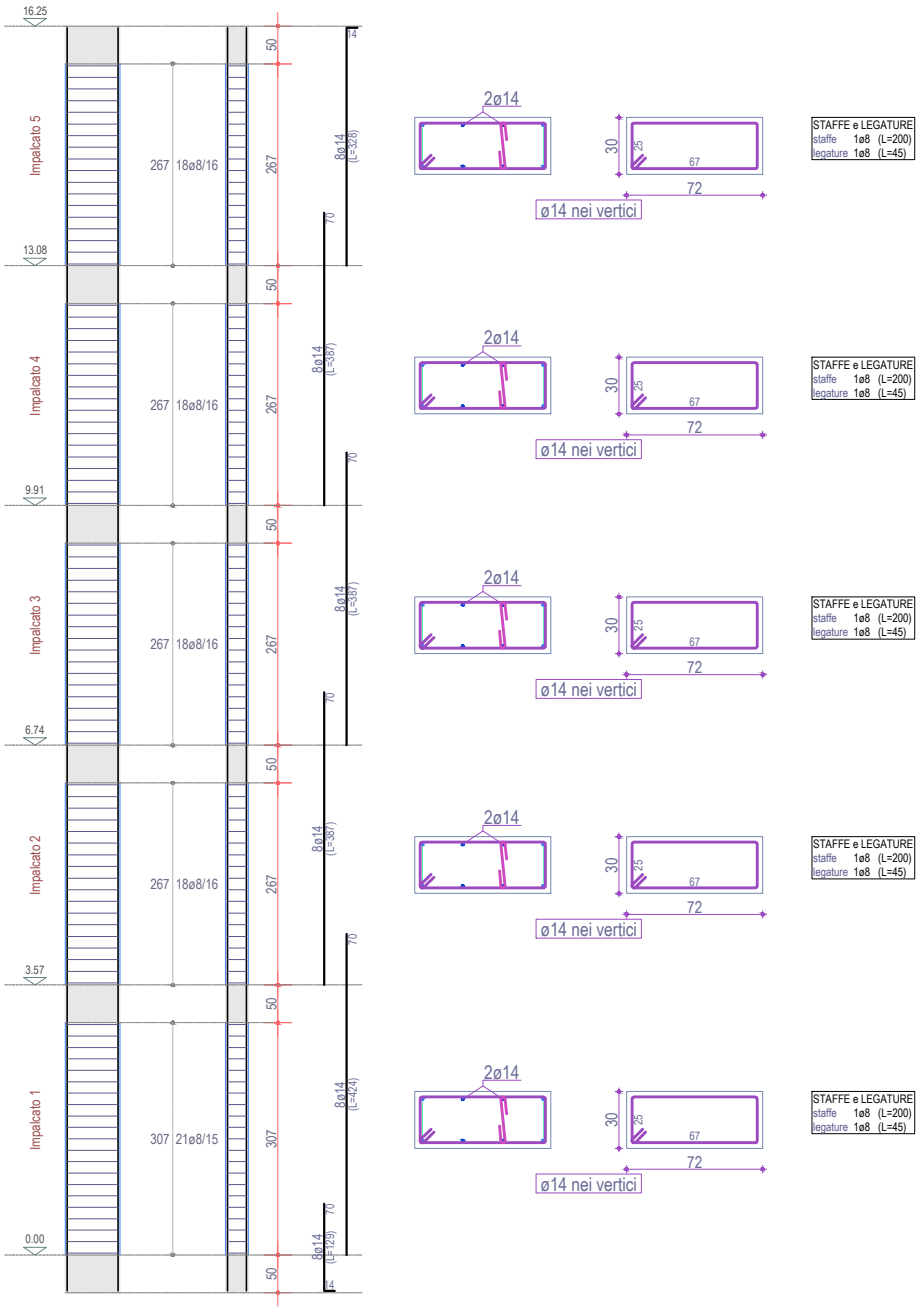
CAMPATA 6,16 m CON DETTAGLI SISMICI SCALA 1:100



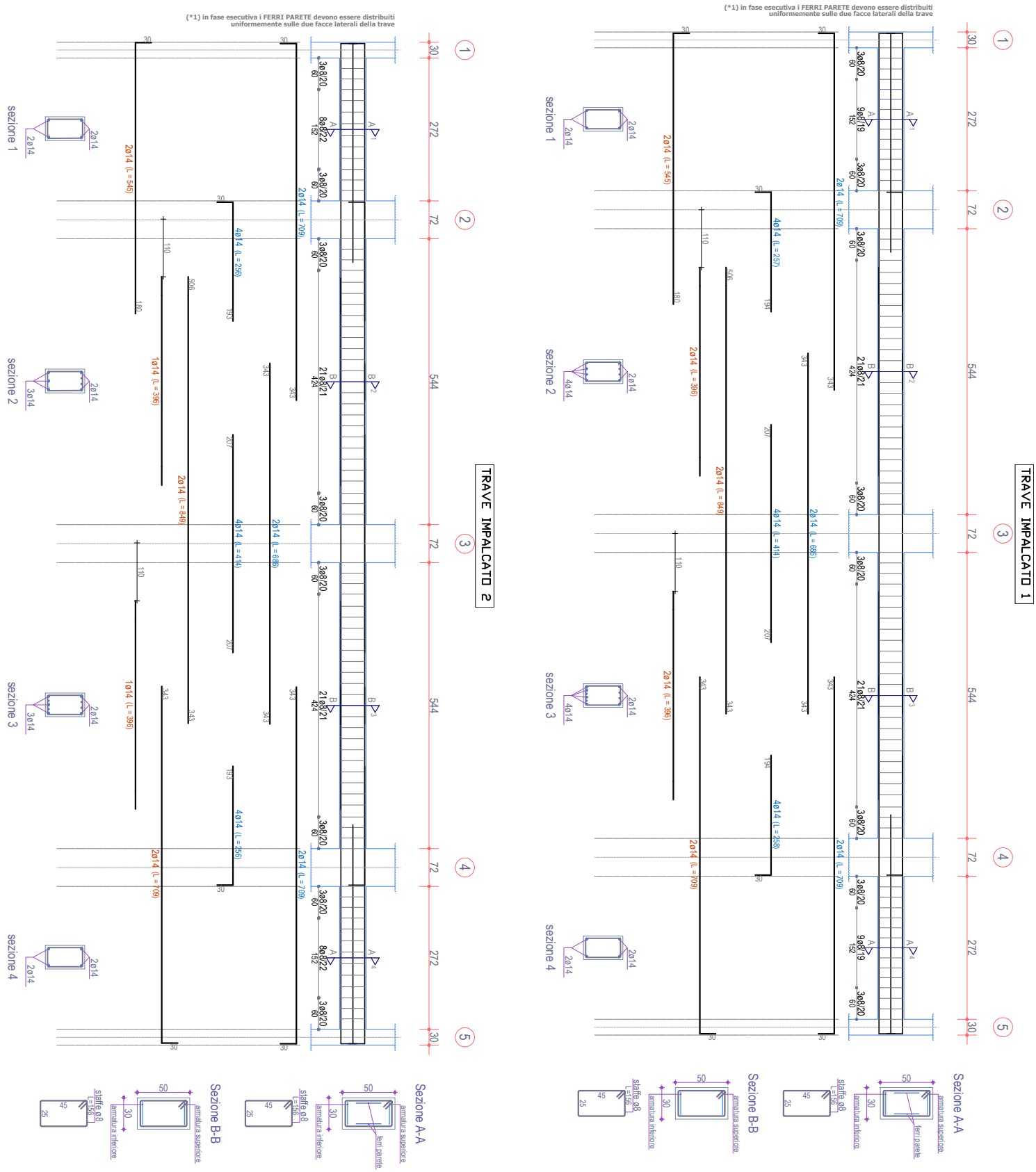
CAMPATA 6,16 m SENZA DETTAGLI SISMICI SCALA 1:100



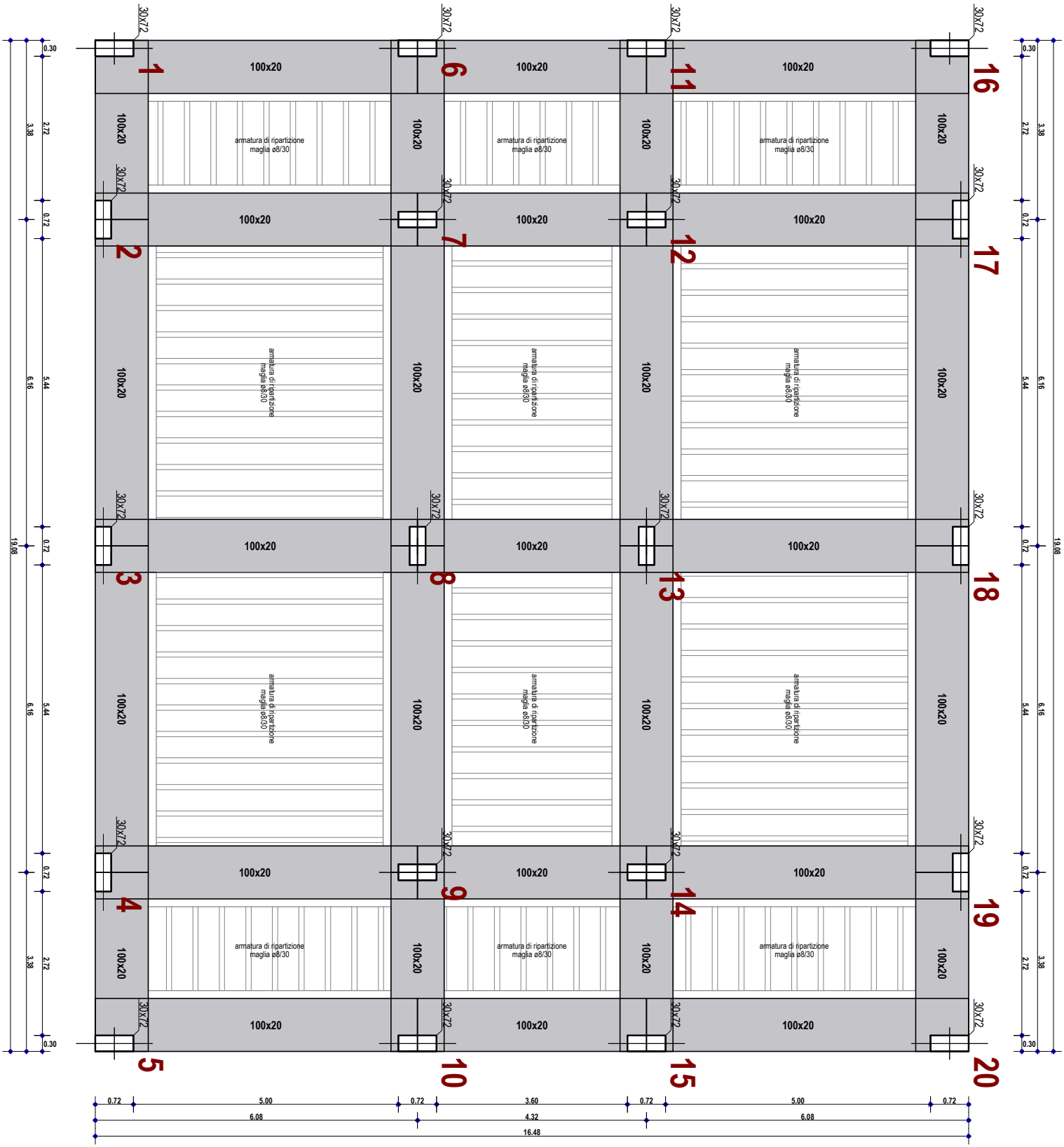
CAMPATA 6,16 m SENZA DETTAGLI SISMICI SCALA 1:100



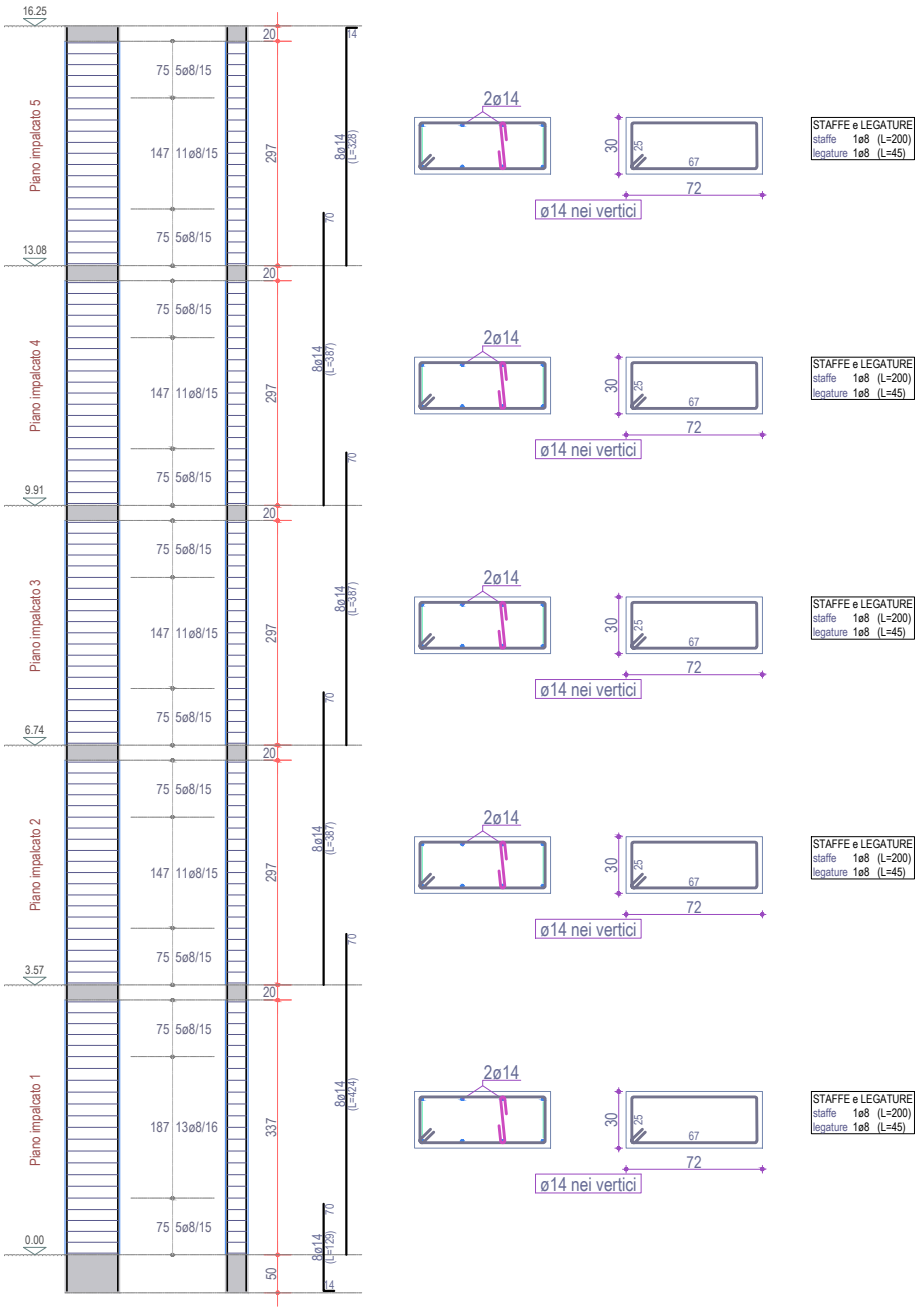
CAMPATA 6,16 m SENZA DETTAGLI SISMICI SCALA 1:100



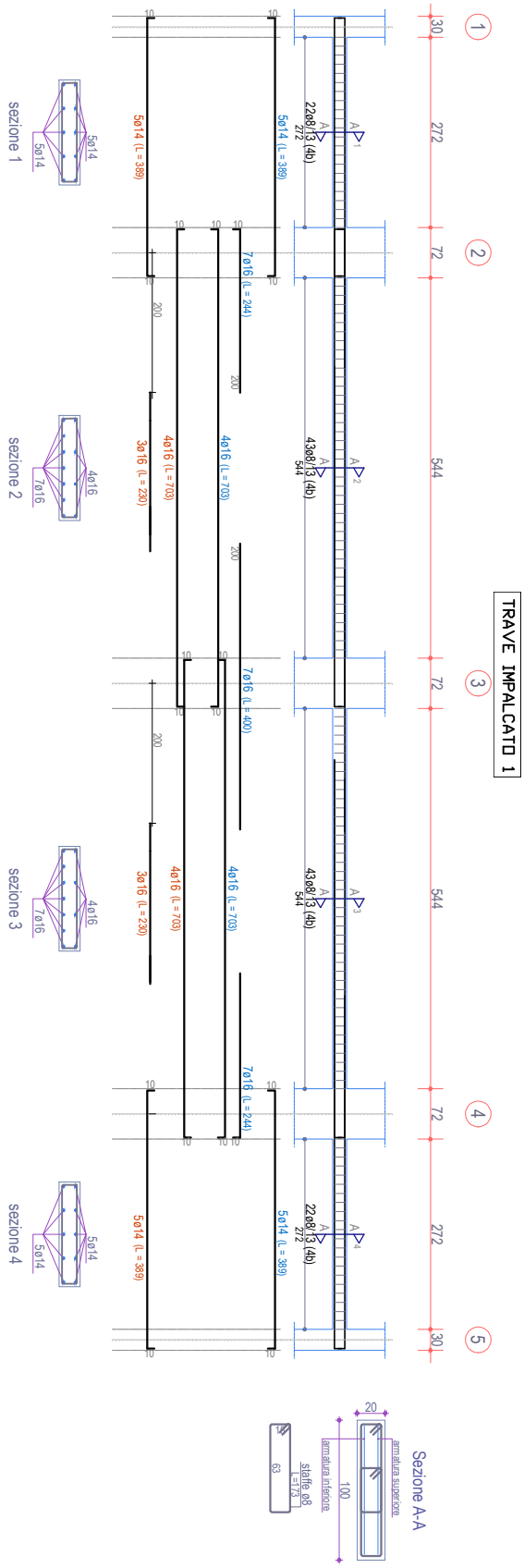
CAMPATA 6,16 m SENZA DETTAGLI SISMICI - TRAVI ALTEZZA 20 cm SCALA 1:100



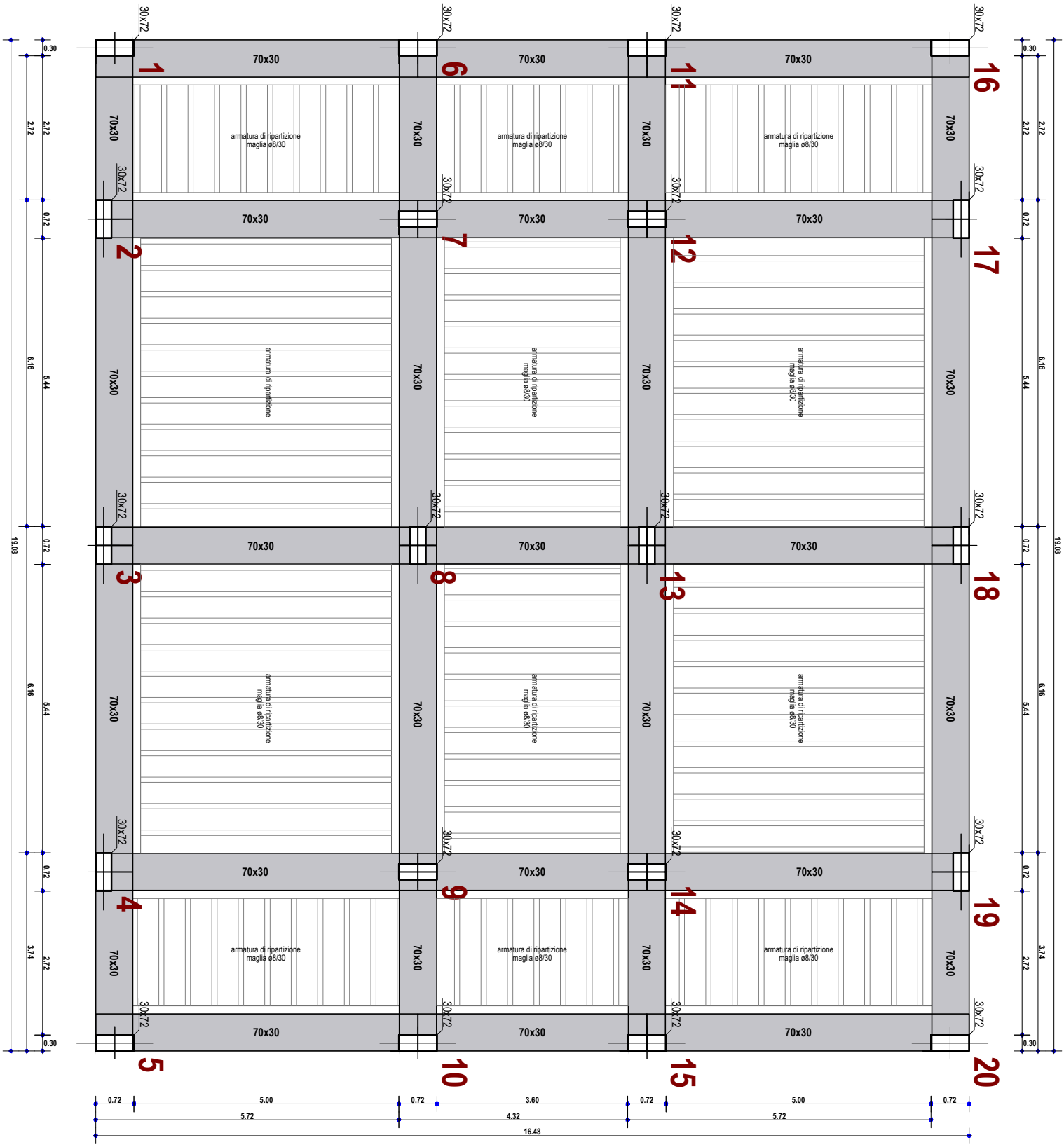
CAMPATA 6,16 m SENZA DETTAGLI SISMICI - TRAVI ALTEZZA 20 cm SCALA 1:100



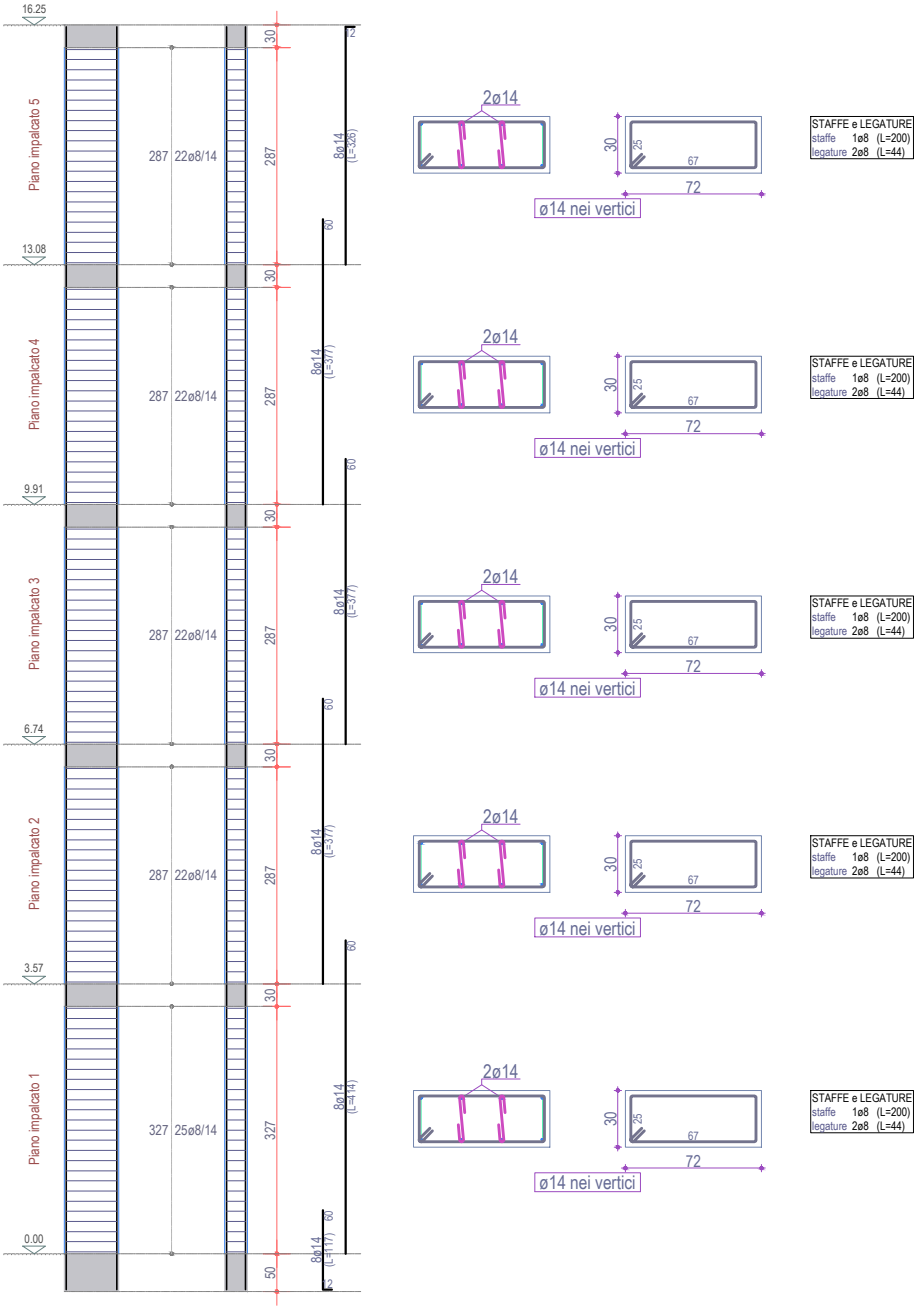
CAMPATA 6,16 m SENZA DETTAGLI SISMICI - TRAVI ALTEZZA 20 cm SCALA 1:100



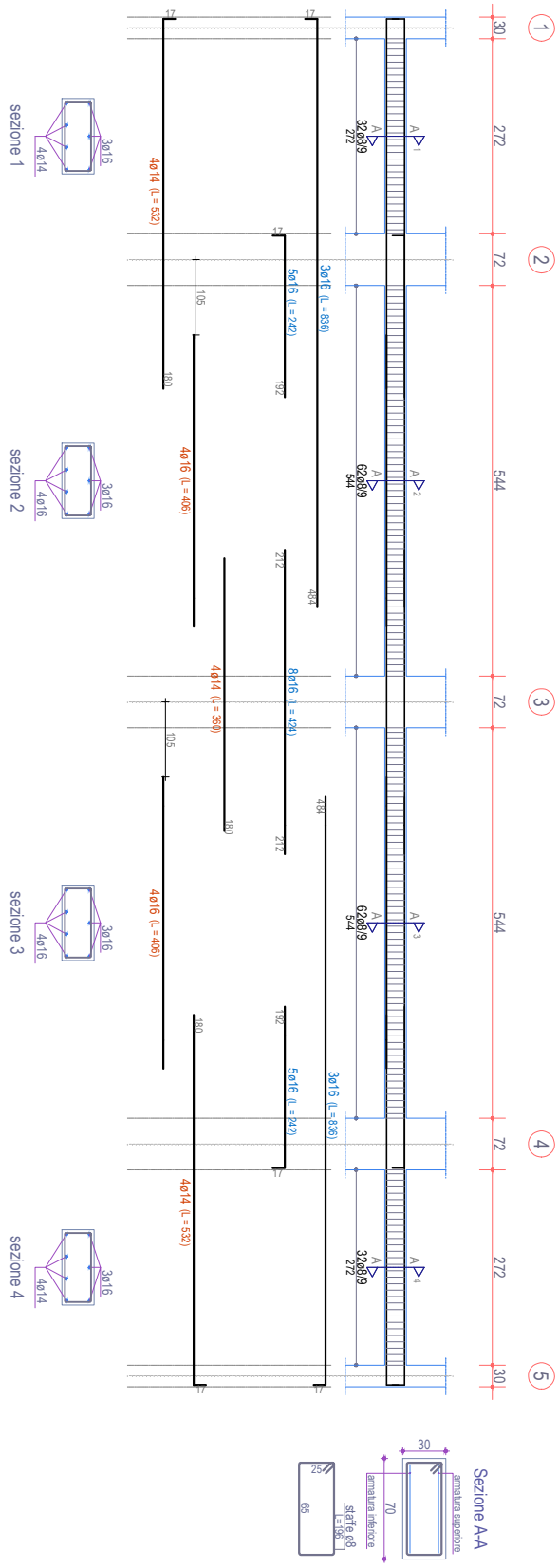
CAMPATA 6,16 m SENZA DETTAGLI SISMICI - TRAVI 30X70 SCALA 1:100



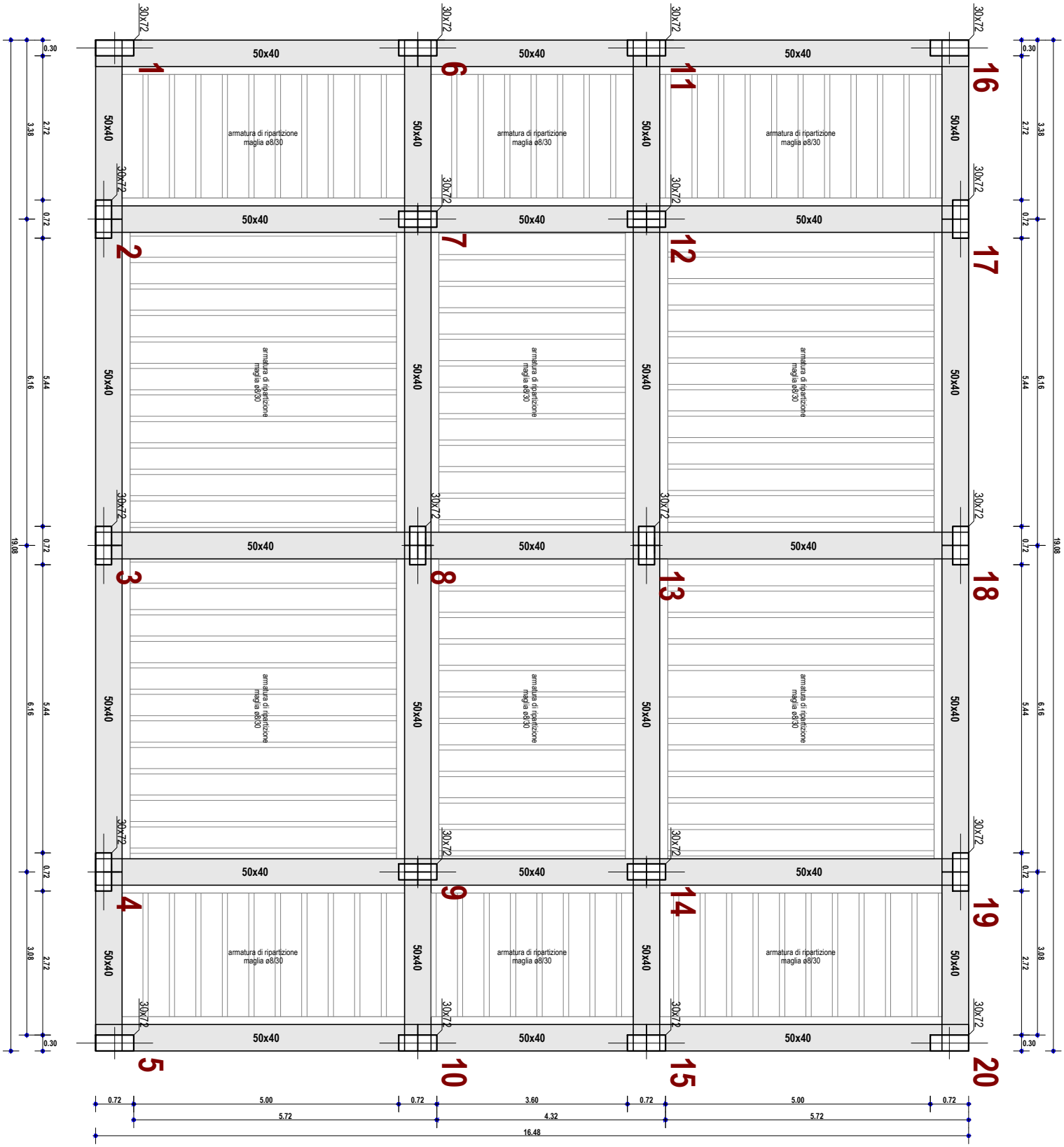
CAMPATA 6,16 m SENZA DETTAGLI SISMICI - TRAVI ALTEZZA 30 cm SCALA 1:100



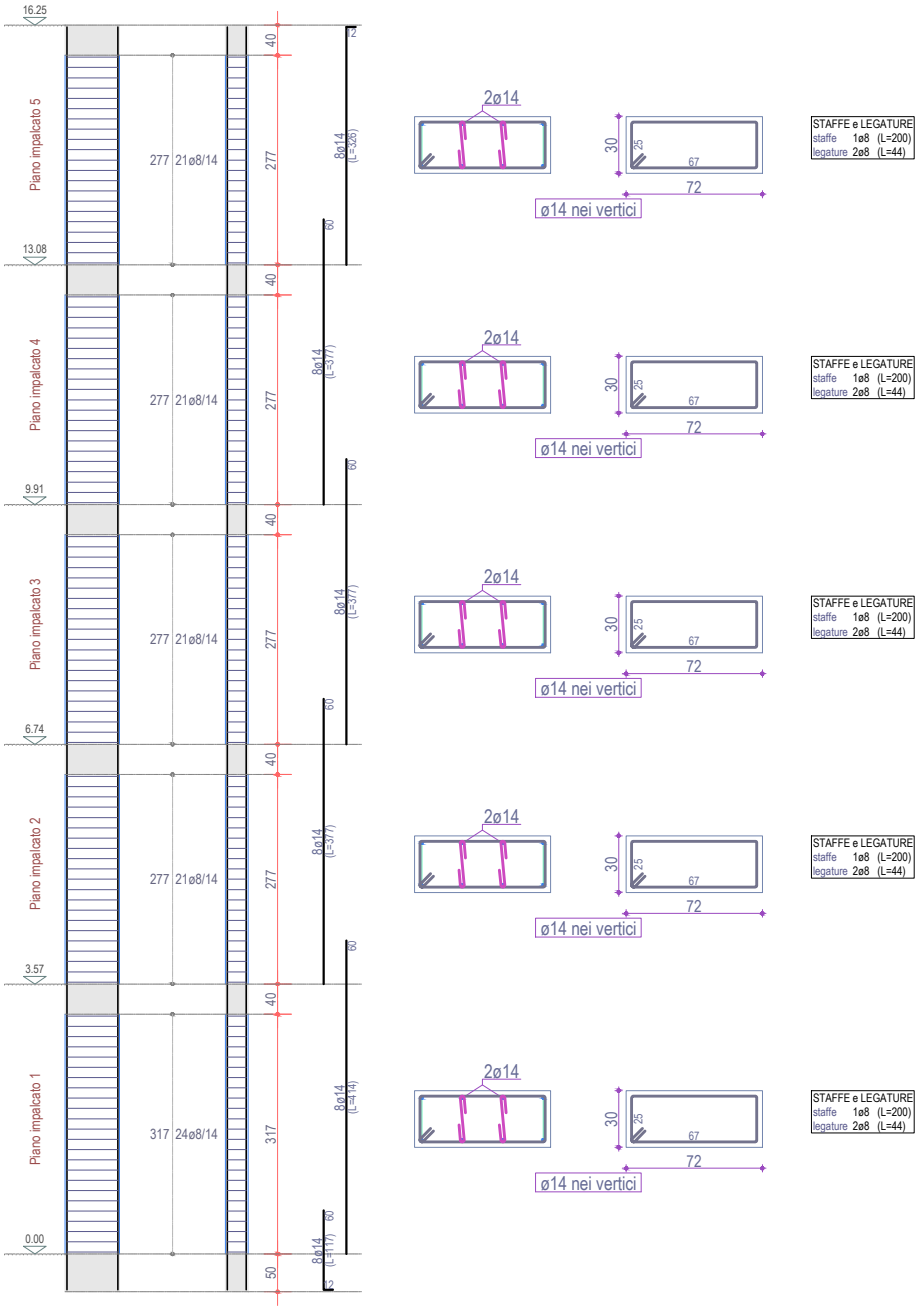
CAMPATA 6,16 m SENZA DETTAGLI SISMICI - TRAVI ALTEZZA 30 cm SCALA 1:100



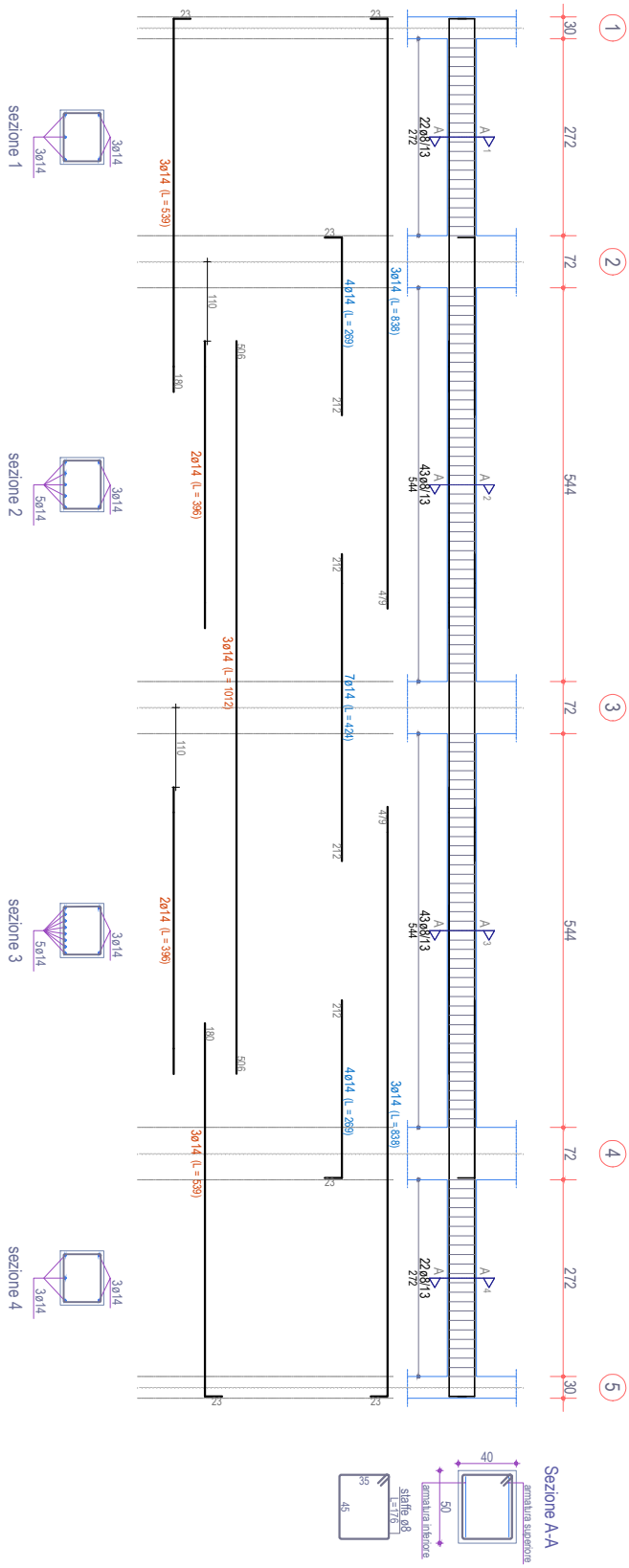
CAMPATA 6,16 m SENZA DETTAGLI SISMICI - TRAVI ALTEZZA 40 cm SCALA 1:100



CAMPATA 6,16 m SENZA DETTAGLI SISMICI - TRAVI ALTEZZA 40 cm SCALA 1:100



CAMPATA 6,16 m SENZA DETTAGLI SISMICI - TRAVI ALTEZZA 40 cm SCALA 1:100



APPENDICE B

Viene riportato un esempio dello script implementato su OpenSees del caso con fattore di forma 1 e presenza di dettagli sismici e vincoli laterali.

Script dell'analisi statica

```
# GEOMETRIC DATA-------------------------------------------------------------
# Create ModelBuilder (with two-dimensions and 3 DOF/node)
wipe
model basic -ndm 2 -ndf 3
# Set up
# units: Newton, mm, sec

# CREATE NODES---------------------------------------------------------------
# Set parameters for overall model geometry
set x00 0;
set x0 360;
set x1 710;
set x2 910;
set x3 2530;
set x4 2730;
set x5 3080;
set x55 3440;
set x6 3800;
set x7 4150;
set x8 4350;
set x9 5970;
set x10 6170;
set x11 6520;
set x1010 6880;
set y0 0;
set y1 400;
set y2 750;
set y3 2320;
set y4 2670;
set y5 3070;
set y55 3320;
set y6 3570;
set y7 3970;
set y8 4320;
set y9 5490;
set y10 5840;
set y11 6240;
set y1010 6490;
```

```
node 1 $x00 $y0;
node 3 $x1010 $y0;
node 4 $x00 $y55;
node 5 $x55 $y55;
node 6 $x1010 $y55;
node 7 $x00 $y1010;
node 8 $x55 $y1010;
node 9 $x1010 $y1010;
node 101 $x0 $y55;
node 10 $x1 $y55;
node 11 $x2 $y55;
node 12 $x3 $y55;
node 13 $x4 $y55;
node 102 $x5 $y55;
node 103 $x6 $y55;
node 14 $x7 $y55;
node 15 $x8 $y55;
node 16 $x9 $y55;
node 17 $x10 $y55;
node 104 $x11 $y55;
node 105 $x0 $y1010;
node 18 $x1 $y1010;
node 19 $x2 $y1010;
node 20 $x3 $y1010;
node 21 $x4 $y1010;
node 106 $x5 $y1010;
node 107 $x6 $y1010;
node 22 $x7 $y1010;
node 23 $x8 $y1010;
node 24 $x9 $y1010;
node 25 $x10 $y1010;
node 108 $x11 $y1010;
node 26 $x00 $y1;
node 27 $x00 $y2;
node 28 $x00 $y3;
node 29 $x00 $y4;
node 201 $x00 $y5;
node 202 $x00 $y6;
node 30 $x00 $y7;
node 31 $x00 $y8;
node 32 $x00 $y9;
node 33 $x00 $y10;
node 203 $x00 $y11;
node 204 $x55 $y6;
node 34 $x55 $y7;
node 35 $x55 $y8;
node 36 $x55 $y9;
node 37 $x55 $y10;
node 205 $x55 $y11;
```

```
node 38 $x1010 $y1;
node 39 $x1010 $y2;
node 40 $x1010 $y3;
node 41 $x1010 $y4;
node 206 $x1010 $y5;
node 207 $x1010 $y6;
node 42 $x1010 $y7;
node 43 $x1010 $y8;
node 44 $x1010 $y9;
node 45 $x1010 $y10;
node 208 $x1010 $y11;

# BOUNDARY CONDITIONS-------------------------------------------------------
# node DX DY RZ
fix 1   1 1 1;            # Supports at base of columns
fix 3   1 1 1;
fix 4   1 0 1;            # Supports at end of beam
fix 6   1 0 1;
fix 7   1 0 1;
fix 9   1 0 1;

# MATERIALS-----------------------------------------------------------------
# Define materials for nonlinear RC elements

# Reinforcement
# uniaxialMaterial Hysteretic $matTag $s1p $e1p $s2p $e2p <$s3p $e3p> $s1n $e1n $s2n
$e2n <$s3n $e3n> $pinchX $pinchY $damage1 $damage2
uniaxialMaterial Hysteretic    6   450  0.00  540  0.12  0  0.121  -450  -0.002  -540
-0.12  -0 -0.121   1      1       0        0

# Concrete (confined)
# Colonna sezione 1 passo 50 mm
#                          tag  fpc   epsc0   fpcu  epsU    lambda  ft   Ets
uniaxialMaterial Concrete02 1  -37.36 -0.006  -7.5 -0.032    0.1    2   1500
# Colonna sezione 2 passo 170 mm
#                          tag  fpc   epsc0   fpcu  epsU    lambda  ft   Ets
uniaxialMaterial Concrete02 2  -29.48 -0.0038 -6   -0.009    0.1    2   1500
# Trave sezione 3 passo 110 mm
#                          tag  fpc   epsc0   fpcu  epsU    lambda  ft   Ets
uniaxialMaterial Concrete02 3 -29.38 -0.0038  -6   -0.016    0.1    2   1500
# Trave sezione 4 passo 200 mm
#                           tag  fpc  epsc0   fpcu  epsU    lambda  ft   Ets
uniaxialMaterial Concrete02 4  -27.67 -0.0031 -5.8 -0.0115   0.1    2   1500

# Concrete (unconfined)
# Trave sezione NON CONFINATO
#                           tag  fpc  epsc0   fpcu  epsU    lambda  ft   Ets
uniaxialMaterial Concrete02 5   -25  -0.002   -5  -0.011    0.01    2   1500
```

```
# Masonry - Truss
#                           tag  fpc  epsc0   fpcu  epsU    lambda  ft   Ets
uniaxialMaterial Concrete02 10 -1.833 -0.001 -1.541 -0.0071   0.07   0   0

# FIBER SECTION properties ------------------------------------------------
# La sezione viene disposta con l'asse Z lungo la direzione 1
#           Z
#          /
#      ___/___           __
#     / o  o  /          /
#    /       /          /
#   /   +   /---->Y    H    Z direzione del piano di azione
#  /       /          /
# /__o__o_/         _/_
# |---B--|

set y1pilastro 150;
set z1pilastro 360;
set z1pilastrocent 167.5;            #fila di armature nei pilastri
set y1trave 150;
set z1trave 250;
set cover  25.0;              # copriferro
set As16  200.96;             # area of 1 fi16

# Pilastro sezione 1 passo 50 mm
section Fiber 1 {
    # Create the concrete core fibers
       #           mat  fibrez  fibrey   zi   yi   zk   yk
       patch rect 1 10 10 [expr -$z1pilastro+$cover] [expr -$y1pilastro+$cover] [expr
       $z1pilastro-$cover] [expr $y1pilastro-$cover]
    # Create the concrete cover fibers
       patch  rect    5  10  10      [expr  $z1pilastro-$cover]  [expr  -$y1pilastro]
       $z1pilastro  $y1pilastro
       patch  rect  5  10  10     [expr  -$z1pilastro]  [expr  -$y1pilastro]  [expr  -
       $z1pilastro+$cover]  $y1pilastro
       patch  rect  5  10  10    [expr  -$z1pilastro+$cover]  [expr  -$y1pilastro]  expr
       $z1pilastro-$cover] [expr -$y1pilastro+$cover]
       patch  rect  5  10  10    [expr  -$z1pilastro+$cover]  [expr  $y1pilastro-$cover]
       [expr $z1pilastro-$cover] $y1pilastro
    # Create the reinforcing fibers (top, middle, bottom)
       #  material  number.bar  Aindividualbar inizio  inizio  fine  fine
       layer straight 6 3 $As16 [expr  $z1pilastro-$cover] [expr -$y1pilastro+$cover]
       [expr  $z1pilastro-$cover] [expr $y1pilastro-$cover]
       layer  straight  6  2  $As16  $z1pilastrocent  [expr  -$y1pilastro+$cover]
       $z1pilastrocent [expr $y1pilastro-$cover]
       layer straight 6 2 $As16 0.0 [expr -$y1pilastro+$cover] 0.0 [expr $y1pilastro-
       $cover]
       layer  straight  6  2  $As16  -$z1pilastrocent  [expr  -$y1pilastro+$cover]  -
       $z1pilastrocent [expr $y1pilastro-$cover]
```

```
        layer straight 6 3 $As16 [expr -$z1pilastro+$cover] [expr -$y1pilastro+$cover]
        [expr  -$z1pilastro+$cover] [expr $y1pilastro-$cover]
}

# Pilastro sezione 2 passo 170 mm
section Fiber 2 {
    # Create the concrete core fibers
        #           mat  fibrez  fibrey   zi   yi   zk   yk
        patch rect     2          10       10      [expr -$z1pilastro+$cover] [expr -
        $y1pilastro+$cover] [expr $z1pilastro-$cover] [expr $y1pilastro-$cover]
    # Create the concrete cover fibers
        patch  rect  5  10  10      [expr  $z1pilastro-$cover]  [expr  -$y1pilastro]
        $z1pilastro  $y1pilastro
        patch  rect  5  10  10     [expr  -$z1pilastro]  [expr  -$y1pilastro]  [expr  -
        $z1pilastro+$cover]  $y1pilastro
        patch rect 5 10 10    [expr -$z1pilastro+$cover] [expr -$y1pilastro] [expr
        $z1pilastro-$cover] [expr -$y1pilastro+$cover]
        patch rect 5 10 10    [expr -$z1pilastro+$cover] [expr $y1pilastro-$cover]
        [expr $z1pilastro-$cover] $y1pilastro
    # Create the reinforcing fibers (top, middle, bottom)
        #  material  number.bar  Aindividualbar inizio  inizio  fine  fine
        layer straight 6 3 $As16 [expr  $z1pilastro-$cover] [expr -$y1pilastro+$cover]
        [expr  $z1pilastro-$cover] [expr $y1pilastro-$cover]
        layer  straight  6  2  $As16  $z1pilastrocent  [expr  -$y1pilastro+$cover]
        $z1pilastrocent [expr $y1pilastro-$cover]
        layer straight 6 2 $As16 0.0 [expr -$y1pilastro+$cover] 0.0 [expr $y1pilastro-
        $cover]
        layer  straight  6  2  $As16  -$z1pilastrocent  [expr  -$y1pilastro+$cover]  -
        $z1pilastrocent [expr $y1pilastro-$cover]
        layer straight 6 3 $As16 [expr -$z1pilastro+$cover] [expr -$y1pilastro+$cover]
        [expr  -$z1pilastro+$cover] [expr $y1pilastro-$cover]
}

# Trave impalcato 1 sezione 3 passo 110 mm
section Fiber 3 {
    # Create the concrete core fibers
        #           mat  fibrez  fibrey   zi   yi   zk   yk
        patch rect     3           10       10      [expr -$z1trave+$cover] [expr -
        $y1trave+$cover] [expr $z1trave-$cover] [expr $y1trave-$cover]
    # Create the concrete cover fibers
        patch rect 5 10 10    [expr $z1trave-$cover] [expr -$y1trave]    $z1trave
        $y1trave
       patch rect 5 10 10   [expr -$z1trave] [expr -$y1trave] [expr -$z1trave+$cover]
       $y1trave
       patch rect 5 10 10   [expr -$z1trave+$cover] [expr -$y1trave] [expr $z1trave-
       $cover] [expr -$y1trave+$cover]
       patch rect 5 10 10    [expr -$z1trave+$cover] [expr $y1trave-$cover]   [expr
       $z1trave-$cover] $y1trave
    # Create the reinforcing fibers (top, middle, bottom)
```

```
        #  material  number.bar  Aindividualbar inizio  inizio  fine  fine
        layer straight 6 4 $As16 [expr  $z1trave-$cover] [expr -$y1trave+$cover] [expr
        $z1trave-$cover] [expr $y1trave-$cover]
        # layer straight 6 3 $As16 0.0 [expr -$y1trave+$cover] 0.0 [expr $y1trave-
        $cover]
        layer straight 6 3 $As16 [expr -$z1trave+$cover] [expr -$y1trave+$cover] [expr
        -$z1trave+$cover] [expr $y1trave-$cover]
}

# Trave impalcato 1 sezione 4 passo 200 mm
section Fiber 4 {
    # Create the concrete core fibers
        #           mat  fibrez  fibrey   zi   yi   zk   yk
        patch rect     4           10        10       [expr -$z1trave+$cover] [expr -
        $y1trave+$cover] [expr $z1trave-$cover] [expr $y1trave-$cover]
    # Create the concrete cover fibers
        patch rect 5 10 10    [expr $z1trave-$cover] [expr -$y1trave]    $z1trave
        $y1trave
        patch rect 5 10 10   [expr -$z1trave] [expr -$y1trave] [expr -$z1trave+$cover]
        $y1trave
        patch rect 5 10 10   [expr -$z1trave+$cover] [expr -$y1trave] [expr $z1trave-
        $cover] [expr -$y1trave+$cover]
        patch rect 5 10 10    [expr -$z1trave+$cover] [expr $y1trave-$cover]   [expr
        $z1trave-$cover] $y1trave
    # Create the reinforcing fibers (top, middle, bottom)
        #  material  number.bar  Aindividualbar inizio  inizio  fine  fine
        layer straight 6 4 $As16 [expr  $z1trave-$cover] [expr -$y1trave+$cover] [expr
        $z1trave-$cover] [expr $y1trave-$cover]
        # layer straight 6 3 $As16 0.0 [expr -$y1trave+$cover] 0.0 [expr $y1trave-
        $cover]
        layer straight 6 3 $As16 [expr -$z1trave+$cover] [expr -$y1trave+$cover] [expr
        -$z1trave+$cover] [expr $y1trave-$cover]
}

# Trave impalcato 2 sezione 3 passo 110 mm
section Fiber 5 {
    # Create the concrete core fibers
        #           mat  fibrez  fibrey   zi   yi   zk   yk
        patch rect     3           10        10       [expr -$z1trave+$cover] [expr -
        $y1trave+$cover] [expr $z1trave-$cover] [expr $y1trave-$cover]
    # Create the concrete cover fibers
        patch rect 5 10 10    [expr $z1trave-$cover] [expr -$y1trave]    $z1trave
        $y1trave
        patch rect 5 10 10   [expr -$z1trave] [expr -$y1trave] [expr -$z1trave+$cover]
        $y1trave
        patch rect 5 10 10   [expr -$z1trave+$cover] [expr -$y1trave] [expr $z1trave-
        $cover] [expr -$y1trave+$cover]
        patch rect 5 10 10    [expr -$z1trave+$cover] [expr $y1trave-$cover]   [expr
        $z1trave-$cover] $y1trave
```

```
    # Create the reinforcing fibers (top, middle, bottom)
        #  material  number.bar  Aindividualbar inizio  inizio  fine  fine
        layer straight 6 3 $As16 [expr  $z1trave-$cover] [expr -$y1trave+$cover] [expr
        $z1trave-$cover] [expr $y1trave-$cover]
        # layer straight 6 3 $As16 0.0 [expr -$y1trave+$cover] 0.0 [expr $y1trave-
        $cover]
        layer straight 6 3 $As16 [expr -$z1trave+$cover] [expr -$y1trave+$cover] [expr
        -$z1trave+$cover] [expr $y1trave-$cover]
}

# Trave impalcato 2 sezione 4 passo 200 mm
section Fiber 6 {
    # Create the concrete core fibers
        #           mat  fibrez  fibrey   zi   yi   zk   yk
        patch rect     4           10        10       [expr -$z1trave+$cover] [expr -
        $y1trave+$cover] [expr $z1trave-$cover] [expr $y1trave-$cover]
    # Create the concrete cover fibers
        patch rect 5 10 10    [expr $z1trave-$cover] [expr -$y1trave]    $z1trave
        $y1trave
        patch rect 5 10 10   [expr -$z1trave] [expr -$y1trave] [expr -$z1trave+$cover]
        $y1trave
        patch rect 5 10 10   [expr -$z1trave+$cover] [expr -$y1trave] [expr $z1trave-
        $cover] [expr -$y1trave+$cover]
        patch rect 5 10 10    [expr -$z1trave+$cover] [expr $y1trave-$cover]   [expr
        $z1trave-$cover] $y1trave
    # Create the reinforcing fibers (top, middle, bottom)
        #  material  number.bar  Aindividualbar inizio  inizio  fine  fine
        layer straight 6 3 $As16 [expr  $z1trave-$cover] [expr -$y1trave+$cover] [expr
        $z1trave-$cover] [expr $y1trave-$cover]
        # layer straight 6 3 $As16 0.0 [expr -$y1trave+$cover] 0.0 [expr $y1trave-
        $cover]
        layer straight 6 3 $As16 [expr -$z1trave+$cover] [expr -$y1trave+$cover] [expr
        -$z1trave+$cover] [expr $y1trave-$cover]
}

# TRANSFORMATION ------------------------------------------------------------
# Corotational transformation
geomTransf Corotational 1; # beams and columns

# ELEMENTS ------------------------------------------------------------------
set numIntgrPts 5;     # number of integration points for disp-based element
set areatrave 150000;
set areapilastro 216000;
set rigidezza 500000000;
set inerziatrave 3125000000;
set inerziapilastro 9331200000;

# Colonna 1 DBE confinato
element dispBeamColumn 11 1  26      $numIntgrPts      1            1
```

```
element dispBeamColumn 12 26 27      $numIntgrPts      1            1
element dispBeamColumn 13 27 28      $numIntgrPts      2            1
element dispBeamColumn 14 28 29      $numIntgrPts      1            1
element dispBeamColumn 15 29 201     $numIntgrPts      1            1
element elasticBeamColumn 150 201 4  areapilastro $rigidezza $inerziapilastro 1
element elasticBeamColumn 160 4 202 $areapilastro $rigidezza $inerziapilastro 1
element dispBeamColumn 16 202 30      $numIntgrPts      1            1
element dispBeamColumn 17 30  31      $numIntgrPts      1            1
element dispBeamColumn 18 31  32      $numIntgrPts      2            1
element dispBeamColumn 19 32  33      $numIntgrPts      1            1
element dispBeamColumn 110 33 203     $numIntgrPts      1            1
element elasticBeamColumn 1100 203 7 $areapilastro $rigidezza $inerziapilastro 1

# Colonna 2 DBE confinato
element elasticBeamColumn 21 5 204 $areapilastro $rigidezza $inerziapilastro 1
element dispBeamColumn 21 204 34       $numIntgrPts      1            1
element dispBeamColumn 22 34  35       $numIntgrPts      1            1
element dispBeamColumn 23 35  36       $numIntgrPts      2            1
element dispBeamColumn 24 36  37       $numIntgrPts      1            1
element dispBeamColumn 25 37  205      $numIntgrPts      1            1
element elasticBeamColumn 250 205 8 $areapilastro $rigidezza $inerziapilastro 1

# Colonna 3 DBE confinato
element dispBeamColumn 31 3  38        $numIntgrPts      1            1
element dispBeamColumn 32 38 39        $numIntgrPts      1            1
element dispBeamColumn 33 39 40        $numIntgrPts      2            1
element dispBeamColumn 34 40 41        $numIntgrPts      1            1
element dispBeamColumn 35 41 206       $numIntgrPts      1            1
element elasticBeamColumn 350 206 6 $areapilastro $rigidezza $inerziapilastro 1
element elasticBeamColumn 360 6 207 $areapilastro $rigidezza $inerziapilastro 1
element dispBeamColumn 36 207 42       $numIntgrPts      1            1
element dispBeamColumn 37 42  43       $numIntgrPts      1            1
element dispBeamColumn 38 43  44       $numIntgrPts      2            1
element dispBeamColumn 39 44  45       $numIntgrPts      1            1
element dispBeamColumn 310 45 208      $numIntgrPts      1            1
element elasticBeamColumn 3100 208 9 $areapilastro $rigidezza $inerziapilastro 1

# Travi impalcato 1 DBE confinato
element elasticBeamColumn 410 4 101 $areatrave $rigidezza $inerziatrave 1
element dispBeamColumn 41 101 10         $numIntgrPts      3            1
element dispBeamColumn 42 10  11         $numIntgrPts      3            1
element dispBeamColumn 43 11  12         $numIntgrPts      4            1
element dispBeamColumn 44 12  13         $numIntgrPts      3            1
element dispBeamColumn 45 13  102        $numIntgrPts      3            1
element elasticBeamColumn 450 102 5 $areatrave $rigidezza $inerziatrave 1
element elasticBeamColumn 460 5 103 $areatrave $rigidezza $inerziatrave 1
element dispBeamColumn 46 103 14         $numIntgrPts      3            1
element dispBeamColumn 47 14  15         $numIntgrPts      3            1
element dispBeamColumn 48 15  16         $numIntgrPts      4            1
```

```
element dispBeamColumn 49 16  17         $numIntgrPts      3            1
element dispBeamColumn 50 17  104        $numIntgrPts      3            1
element elasticBeamColumn 500 104 6 $areatrave $rigidezza $inerziatrave 1

# Travi impalcato 2 DBE confinato
element elasticBeamColumn 510 7 105 $areatrave $rigidezza $inerziatrave 1
element dispBeamColumn 51 105 18         $numIntgrPts      5            1
element dispBeamColumn 52 18  19         $numIntgrPts      5            1
element dispBeamColumn 53 19  20         $numIntgrPts      6            1
element dispBeamColumn 54 20  21         $numIntgrPts      5            1
element dispBeamColumn 55 21  106        $numIntgrPts      5            1
element elasticBeamColumn 550 106 8 $areatrave $rigidezza $inerziatrave 1
element elasticBeamColumn 560 8 107 $areatrave $rigidezza $inerziatrave 1
element dispBeamColumn 56 107 22         $numIntgrPts      5            1
element dispBeamColumn 57 22  23         $numIntgrPts      5            1
element dispBeamColumn 58 23  24         $numIntgrPts      6            1
element dispBeamColumn 59 24  25         $numIntgrPts      5            1
element dispBeamColumn 60 25  108        $numIntgrPts      5            1
element elasticBeamColumn 600 108 9 $areatrave $rigidezza $inerziatrave 1

#Element Truss
#             tag    nodoiniz   nodofin    area(w*t)    mat
element truss  1         4         8         336015      10
#             tag    nodoiniz   nodofin    area(w*t)    mat
element truss  2         6         8         336015      10

# LOAD-----------------------------------------------------------------------
set P -1000000;
  pattern Plain 1 Linear {
       # node    DX  DY     DZ
     load  7      0  $P     0;
     load  9      0  $P     0;
 }

# START OF ANALYSIS GENERATION-----------------------------------------------
# Create the system of equation, a sparse solver with partial pivoting
 system BandGeneral
# Create the constraint handler, the transformation method
 constraints Transformation
# Create the DOF numberer, the reverse Cuthill-McKee algorithm
 numberer RCM
# Create the convergence test, the norm of the residual with a tolerance of
# 1e-13 and a max number of iterations of 1000
test NormDispIncr 1.0e-13  1000 3
# Create the solution algorithm, a Newton-Raphson algorithm
 algorithm Newton
# Create the integration scheme, the LoadControl scheme using steps of 0.05
 integrator LoadControl 0.1
# Create the analysis object
```

```
 analysis Static
# End of analysis generation

# Finally perform the analysis
# perform the gravity load analysis, requires 20 steps to reach the load
# level
 analyze 10
# maintain constant gravity loads and reset time to zero
loadConst -time 0.0
puts "Model Built"
```

Script della pushover

```
source telaiocontamponaturarigidlink344condettagliconvincoli.tcl
loadConst -time 0.0
puts "Gravity Analysis Completed"
puts "Cyclic Analysis Completed"
#display displacement shape of the column
recorder display "Displaced shape2" 20 20 500 500 -wipe
prp 300. 200. 1;
vup  0 1 0;
vpn  0 0 1;
display 1 5 40

# Set the gravity loads to be constant & reset the time in the domain
loadConst -time 0.0
# Set some parameters
set V 1000.0;         # Reference vertical load
set dof 2
set nodo 8

# Set vertical load pattern with a Linear TimeSeries
pattern Plain 2 "Linear" {
     # Create nodal loads at node 8
        # nd    FX  FY   MZ
     load 8     0.0  $V  0.0
}

# Start of modifications to analysis for push over
# Set some parameters
set dU -0.05;          # Displacement increment

# Change the integration scheme to be displacement control
#                                node dof init Jd min max
integrator DisplacementControl  $nodo $dof $dU 1 $dU $dU
# End of modifications to analysis for push over
```

```
# Start of recorder generation
# Create a recorder to monitor nodal displacements
recorder Node -file DISPV.out  -node 8  -dof 2  disp
# Create a recorder to monitor reaction
recorder Node -file R1.out -node 1 -dof 2  reaction
recorder Node -file R3.out -node 3 -dof 2  reaction

# Set some parameters
set maxU 1000;         # Max displacement
set currentDisp 0.0;
set ok 0
while {$ok == 0 && $currentDisp < $maxU} {
        set ok [analyze 1]
        # if the analysis fails try initial tangent iteration
        if {$ok != 0} {
             puts "regular newton failed .. lets try an initial stiffness for   this
             step"
            test NormDispIncr 1.0e-4  2000
            algorithm ModifiedNewton
               #-initial
            set ok [analyze 1]
            if {$ok == 0} {puts "that worked .. back to regular newton"}
               test NormDispIncr 1.0e-4  2000
               algorithm Newton
         }
            set currentDisp [nodeDisp $nodo $dof]
}

if {$ok == 0} {
  puts "Pushover analysis completed SUCCESSFULLY";
} else {
  puts "Pushover analysis FAILED";
}
```

BIBLIOGRAFIA

ACI, 2002, "Buildings Code Requirements for Structural Concrete." ACI -318-02, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ASCE, American Society of Civil Engineers, 2002, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", Asce 7-02, Reston, Virginia, US.

Baker, J.W., M. Schubert, Faber, M. H, 2008, "On the assessment of robustness", Journal of Structural Safety, vol. 30, pp. 253-267.

Bruhwiler E., Wittman FH, 1990, "The wedge splitting test: A method of performing stable fracture mechanics tests", Eng Fract Mech 35: 117-125.

Canisius et al, 2007, Robustness of structural systems – a new focus for the Joint Committee on Structural Safety (JCSS).

Cavaleri L., Fossetti M., Papia M, 2005, **"**Infilled frames: developments in the evaluation of cyclic behavior under lateral loads". Structural Engineering and Mechanics; 21(4):469–94.

Cavaleri L., Di Trapani F., Macaluso G., Papia M, 2012, **"**Reliability of code-proposed models for assessment of masonry elastic moduli" Ing.Sism.;29(1): 38–59.

Cavaleri L, Di Trapani F, Macaluso G, Colajanni P, 2013, "Definition of diagonal Poisson's ratio and elastic modulus for infill masonry walls". Mat. and Struct. DOI 10.1617/s11527-013-0058-9.

Cavaleri L., Di Trapani F., 2014 "Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling". Soil dynamics and earthquake Engineering Elsevier, pp 19, pagine 224-242, ISSN: 0267-7261.

Cavaleri L., Di Trapani F., Macaluso G., Colajanni P., 2014, "Definition of diagonal Poisson's ratio and elastic modulus for infill masonry walls", Mater Struct; 47(1-2):239–62.

CEB-FIP, "Model Code 1990".

Cervenka V., 1985, "Constitutive model for cracked reinforced concrete" ACI Journal, Proc. V.82 Nov-Dic, No.6, pp 887-882.

Cervenka Consulting, 2014, ATENA 2D v5. Prague, Czech Republic.

Cervenka V. et al., 2015, "ATENA Program Documentation - Part 2-1: User's Manual for ATENA 2D", Prague, Czech Republic.

Cervenka V. et al., 2016, “ATENA Program Documentation - Part 1: Theory”, Prague, Czech Republic.

Chrysostomou CZ, **Asteris PG**, 2012, “On the in-plane properties and capacities of infilled frames”. Engineering Structures; 41: 385–402.

Crisafulli FJ, 1997, “Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills”. PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand.

Crisfield M. A., Wills, J., 1989, "Solution strategies and softening materials." Comp. Methods Appl. Mech. Engrg..

Colangelo F., 2005, “Pseudo-dynamic seismic response of reinforced concrete frames infilled with non-structural brick masonry” Department of Structure, Water and Soil Engineering, University of L’Aquila; 34:1219–1241.

Crisafulli FJ, Carr AJ, 2007, “Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures”. Bull New Zealand Soc Earthquake Eng; 40(2):69–77.

Cynthia Pearson & Norbert Delatte, 2005, M.ASCE “Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes” Journal of Performance of Constructed Facilities.

D.M. LL. PP. 14 Gennaio 2008, “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.

Darwin D., Pecknold D.A.W., 1974, “Inelastic model of cyclic biaxial loading of reinforced concrete”, Civil Engineering Studies, University of Illinois, July.

Di Trapani F, 2014, “Masonry infilled RC frames: Experimental results and development of predictive techniques for the assessment of seismic response”. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Palermo.

Di Trapani F, L.Cavaleri, G.Bertagnoli, G.Mancini, D.Gino, M.Malavisi, 2017, “Definition of a fiber macro-model for nonlinear analysis of infilled frames”, Conference: COMPDYN 2017. 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, M. Papadrakakis, M. Fragiadakis (eds.), Rhodes Island, Greece, 15-17 June 2017, DOI: 10.7712/120117.5645.18525.

El-Dakhakhni W, Elgaaly M, Hamid, A. 2003, “Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames.” J. Struct. Eng. (ASCE); 129(2), 177–185.

Eligehausen, R. and Bigaj-Van Vliet, A., 1999, "Bond Behaviour and Models", Structural Concrete, the Textbook on Behaviour, Design and Performance. CEB-FIP Bulletins 1, 2, 3. fib, Lausanne.

EN 1990, Eurocode 0: "Basis of structural design", CEN, European Standard, Brussels, Belgium, 1990.

EN 1991-1-7, Eurocode 1: "Actions on structures - Part 1-7: Generalactions - Accidental actions", CEN, European Standard, Brussels, Belgium, 1991.

EN 1992-1-1, Eurocode 2: "Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings", CEN, European Standard, Brussels, Belgium, 1992.

EN 1998, Eurocode 8: "Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", CEN, European Standard, Brussels, Belgium, 1998.

Faber et al, 2007, "Principles of risk assessment of engineered systems".

Fabio Di Trapani, Liborio Cavaleri, Gabriele Bertagnoli, Diego Gino, 2017, "A semi-empirical stress-strain model for equivalent strut fiber-section modeling of infilled frames", Conference: XVII ANIDIS Conference, At Pistoia – Italy.

FEMA 426, "Reference Manual to Mitigate Potential Terroristic Attack against Buildings Risk Management Series" US Departement of Homeland Security, Washington, USA, 2003.

Frangopol D.M. and J.P. Curley, 1987, "Effects of damage and redundancy on structural Reliability", Journal of Structural Engineering, Vol. 113, pp. 1533-1549.

Gollwitzer, S., Rackwitz, R., 1990, "On the reliability of daniels systems", Structural Safety, vol. 7, pp. 229-243, Elsevier Science Publishers B.V..

Griffiths, H., Pugsley, A. G., and Saunders, O., 1968, "Report of the inquiry into the collapse of flats at Ronan Point, Canning Town." Her Majesty's Stationery Office, London.

HMSO, 1972, "The Building Regulations" 1972, Statutory Instrument No 317. HSMO, London.

Holmes M, 1961, "Steel frames with brickwork and concrete infilling". Proc. of Institution of Civil Engineers, Paper No.6501:473-478.

Izzuddin B.A., Vlassis A.G., Elghazouli A.Y., Nethercot D.A. 2008, "Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss - Part I: Simplified assessment framework." Engineering Structures;30: 1308–1318.

JCSS (2002) Probabilistic Model Code (Part I), Joint Committee of Structural Safety, ISBN 978-3-909386-79-6.

JCSS (2008) Risk Assessment in Engineering Principles, System Representation and Risk Criteria, Joint Committee of Structural Safety, ed. MH Faber, ISBN 978-3-909386-78-9.

Kai Qian, Bing Li, 2017, "Effects of Masonry Infill Wall on the Performance of RC Frames to Resist Progressive Collapse", American Society of Civil Engineers.

Kakaletsis D.J., C.G. Karayannis, 2009, "Experimental investigation of infilled reinforced concrete frames with openings", ACI Structural Journal, 102, No. 2, 132-141.

Kent D.C., R. Park, 1971, **"**Flexural Members with Confined Concrete", Journal of Structural Division ASCE, 97(7), 1969-90.

Kirkegaard, P.H., J. D. Sørensen, D. Čizmar and V. Rajčić, 2010, "System Reliability of Timber Structures with Ductile Behaviour", Engineering Structures.

Köhler, J. H. Narasimhan and M.H. Faber (Eds.), 2010 Fact Sheets - Proc. Joint Workshop of COST Actions TU0601 and E55, Ljubljana, September 2009, ETH Zurich, Switzerland.

Kupfer, H. B. and Gerstle, H. K, 1973, "Behavior of Concrete under Biaxial Stresses" Journal Engineering Mechanics Division 99(4).

Mallick DV, Severn RT, 1967, "The behaviour of infilled frames under static loading", Proc. Inst. Civ. Eng.; Vol. 38, pp. 639-56.

Mander, J. B., and Priestley, M. J. N., Park, R., 1988, "Observed stress-strain behavior of confined concrete.", Struct. Eng., ASCE, 114(8), 1827-1849.

McKenna, F., Fenves, G.L., Scott, M.H., 2000, "Open system for earthquake engineering simulation", University of California, Berkeley, CA.

Mehrabi A.B., P.B. Shing, M.P. Schuler, J.L. Noland, 1996, "Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames", J Struct Eng (ASCE), 122, No. 3, 228-37.

Mehrabi AB, Shing PB, 1997, “Finite element modelling of masonry-infilled RC frames”, J. Struct. Eng.; Vol. 123(5), pp. 604-13.

Morandi P., Hak S. and Magenes G., 2014, “In-plane experimental response of strong masonry infills,”.

Papia M, Cavaleri L, Fossetti M, 2003, “Infilled frames: developments in the evaluation of the stiffening effect of infills”. Structural engineering and mechanics; 16(6):675-93.

P.G. Asteris, L. Cavaleri, F. Di Trapani, V. Sarhosis, 2016, “A macro-modelling approach for the analysis of infilled frame structures considering the effects of openings and vertical loads”. Structure and Infrastructure Engineering; 12(5), 551-566.

Porto F.; Guidi G.; Dalla Benetta M. and Verlato N., 2013, “Combined in-plane/out-of-plane experimental behaviour of reinforced and strengthened infill masonry walls”.

Razvi, S. R., and Saatcioglu, M., 1989, "Confinement of reinforced concrete columns with welded wire fabric.", ACl Struct.]., 85(5), 615-623.

Razvi, S., and Saatcioglu, M., 1992, ‘‘Strength and deformability of confined high-strength concrete columns’’, ACI Struct. J., 91(6), 678–687.

Razvi, S., and Saatcioglu, M., 1996b, ‘‘Confinement model for normal strength and high-strength concretes.’’, Rep. No. OCEERC 96-04, Ottawa Carleton Earthquake Engineering Research Centre, Ottawa, ON, Canada.

Razvi, S., and Saatcioglu, M., 1999, ‘‘Confinement Model for High-Strength Concrete’’, ACI Struct. J,.

Richart, F. E., Brandtzaeg, A., and Brown, R. L., 1928, ‘‘A study of the failure of concrete under combined compressive stresses.’’, Bull. No.185, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Urbana, Ill., 104.

Rizzuto, E., Sørensen, J.D., Kroon, I.B., 2009, “Robustness – acceptance criteria”, Joint Workshop of COST Actions TU0601 and E55, Ljubljana, Slovenia.

Saatcioglu, M., and Razvi, S., 1991, ‘‘Analytical model for confined concrete.’’, Res. Rep. No. 9101, Dept. of Civ. Engrg., University of Ottawa, Ottawa, ON, Canada, 59.

Saatcioglu, M., and Razvi, S. R., 1992, ‘‘Strength and ductility of confined concrete.’’, J. Struct. Engrg., ASCE, 118(6), 1590–1607.

Sashi K. Kunnath, Yihai Bao, Sherif El-Tawil, 2017, **“**Advances in Computational Simulation of Gravity-Induced Disproportionate Collapse of RC Frame Buildings” American Society of Civil Engineers.

Shing PB, Mehrabi AB, 2002, “Behaviour and analysis of masonry-infilled frames”, Prog. Struct. Eng. Mater; Vol. 4(3), pp. 320–31.

Sørensen, J.D., E. Rizzuto and M.H. Faber, (2010) Robustness – theoretical framework. Proc. Joint Workshop of COST Actions TU0601 and E55. Ljubljana, September 2009, ETH Zurich, Switzerland, pp. 27-34.

Sørensen, J.D., 2011, Framework for robustness assessment of timber structures, Engineering Structures, Special Issue for COST E55.

Sørensen, J.D., Robustness of Structures “Theoretical framework on structural robustness”, COST Action TU0601.

Starossek U., Marco Haberland, 2008, “Measures of Structural Robustness” Requirements & Applications.

Vecchio F.J., M.P. Collins, 1986, “The modified compression-field theory for reinforced concrete beams subjected to shear” ACI J, 83 (2), pp. 219-231.

Vogel T., Franz Knoll 2009, “Design for robustness” International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE).

Vrouwenvelder, T. and J.D. Sørensen, 2009, “Robustness of structures”, EU COST action TU0601, Taylor & Francis, CD-rom proc. for ICOSSAR, Osaka.

Yassin Mohd Hisham Mohd, 1994, "Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cycling Loads", PhD dissertation, University of California, Berkeley.

SITOGRAFIA

www.cost-tu0601.ethz.ch

www.acca.it/software-calcolo-strutturale-cemento-armato

http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/OpenSees_User

http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Getting_Started

http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Command_Manual