

POLITECNICO DI TORINO

Facoltà di Ingegneria  
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

**INFLUENZA DEI PARAMETRI GEOMETRICI E  
MECCANICI DI TRAVI IN CALCESTRUZZO ARMATO  
SULLA ROBUSTEZZA DI EDIFICI INTELAIATI**



Relatore:  
Prof. Ing. Luca Giordano

Correlatore:  
Ing. Fabio Di Trapani

Candidata:  
Patrizia Castellana

Anno Accademico 2018/2019



*Alla mia famiglia,  
la mia forza, la mia guida,  
la mia vita.*



## Sommario

Il concetto di robustezza strutturale descrive la capacità della struttura a risultare insensibile al danneggiamento locale, il quale, causato da azioni accidentali, comporta solo un cambiamento nel comportamento strutturale. In particolare, una struttura robusta ridistribuisce prontamente i carichi in seguito alla perdita di un elemento portante o di rigidità, esibendo un comportamento di collasso globale duttile. Tra gli approcci di progetto per la robustezza strutturale il metodo della catenaria è il più usato per strutture a basso livello di rischio e prevede un livello minimo di duttilità. A partire dalla valutazione della robustezza strutturale di travi in cemento armato è possibile risalire alle capacità di edifici intelaiati, da cui esse sono estratte, a resistere ad eventi eccezionali.

In questo lavoro di tesi si svolge una analisi parametrica sull'influenza dei parametri geometrici e meccanici di questi sistemi sulla risposta al collasso progressivo. Si sono individuati sette parametri e a ciascuno dei quali si sono associati degli intervalli di valori nel rispetto dei criteri generali di costruzione. La combinazione di tali variabili ha permesso la costruzione di una raccolta di travi molto vasta. Nello specifico, si sono caratterizzati: la lunghezza e la sezione della trave; i parametri meccanici dei materiali; il quantitativo e la disposizione dei rinforzi longitudinali; la rigidità dei vincoli di estremità. È stato possibile indagare una così ampia scelta di parametri attraverso una procedura automatizzata di generazione dei modelli numerici dei diversi campioni di travi. Questi ultimi sono stati sottoposti a spostamenti verticali monotonicamente crescenti nella sezione di mezzera dello sviluppo della trave per simulare la perdita improvvisa della colonna centrale. Le curve di capacità così ottenute sono state oggetto di valutazione per evincere quali sono le diverse influenze della variazione dei parametri sulla robustezza strutturale, al fine di individuare quali di essi maggiormente la caratterizzano.



# Indice

<b>Introduzione</b>	<b>1</b>
<b>I Calibrazione sperimentale</b>	<b>5</b>
<b>1 Introduzione alla Robustness</b>	<b>7</b>
<b>2 Modellazione in OpenSees di fenomeni di collasso progressivo in strutture in c.a.</b>	<b>17</b>
2.1 Elemento a fibre . . . . .	18
2.2 Large Displacement . . . . .	20
2.3 Corotational . . . . .	20
2.4 Materiali . . . . .	21
2.4.1 Calcestruzzo . . . . .	21
2.4.2 Acciaio . . . . .	25
<b>3 Validazione della proposta di modellazione per gli elementi in c.a.</b>	<b>29</b>
3.1 Specimens J.Weng et al., 2016 . . . . .	30
3.1.1 Modellazione in OpenSees: specimen FR . . . . .	33
3.1.2 Modellazione in OpenSees: specimen FR-S . . . . .	37
3.1.3 Modellazione in OpenSees: specimen PR . . . . .	41
3.2 Specimens NIST-TN 1720 . . . . .	46
3.2.1 Modellazione in OpenSees: specimen IMF . . . . .	48
3.3 Specimen Yu J, Tan KH, 2013 . . . . .	52
3.3.1 Modellazione in OpenSees: specimen S3 . . . . .	52
3.4 Specimen Kai Qian, 2017 . . . . .	56
3.4.1 Modellazione in OpenSees: telaio non tamponato senza dettagli sismici . . . . .	57
3.4.2 Modellazione in OpenSees: telaio non tamponato con dettagli sismici . . . . .	61

<b>II</b>	<b>Analisi parametrica</b>	<b>65</b>
<b>4</b>	<b>Analisi dei parametri che influenzano la risposta al collasso progressivo di travi in c.a.</b>	<b>67</b>
4.1	Parametri geometrici . . . . .	68
4.1.1	Lunghezza della trave: $L$ . . . . .	68
4.1.2	Altezza della sezione della trave: $h$ . . . . .	69
4.1.3	Base della sezione della trave: $b$ . . . . .	70
4.1.4	Vincoli sull'area della sezione della trave . . . . .	71
4.2	Parametri meccanici . . . . .	71
4.2.1	Caratterizzazione del calcestruzzo . . . . .	72
4.2.2	Caratterizzazione dell'acciaio . . . . .	73
4.2.3	Deformazione ultima dell'acciaio: $\epsilon_{su}$ . . . . .	73
4.2.4	Momento resistente adimensionale: $\mu_{2T}$ . . . . .	74
4.2.5	Rapporto di armatura: $\alpha$ . . . . .	75
4.2.6	Rigidità assiale dei vincoli: $k_{vincolo}$ . . . . .	75
<b>5</b>	<b>Modellazione numerica in OpenSees</b>	<b>77</b>
5.1	Specificità del software OpenSees . . . . .	77
5.2	Interoperabilità con il software MATLAB . . . . .	78
5.3	Modellazione OpenSees . . . . .	79
5.4	Dettagli del modello . . . . .	80
<b>6</b>	<b>Analisi dei risultati</b>	<b>83</b>
6.1	Analisi curve di capacità . . . . .	87
6.2	Adimensionalizzazione $P_{max}/P_0$ e $P_{max}/P_{flex}$ . . . . .	92
6.3	Adimensionalizzazione $P_0/R$ e $P_{max}/R$ . . . . .	95
6.4	Influenza della variazione di $L$ . . . . .	99
6.5	Influenza della variazione di $h$ . . . . .	102
6.6	Influenza della variazione di $b$ . . . . .	107
6.7	Influenza della variazione di $\epsilon_{su}$ . . . . .	112
6.8	Influenza della variazione di $\omega_{2T}$ . . . . .	117
6.9	Influenza della variazione di $\alpha$ . . . . .	122
6.10	Influenza della variazione di $k_{vincolo}$ . . . . .	126
<b>7</b>	<b>Conclusioni</b>	<b>131</b>
	<b>Ringraziamenti</b>	<b>137</b>
	<b>Bibliografia</b>	<b>141</b>

**Elenco delle figure** **142**

**ALLEGATI** **146**



# Introduzione

*”Robustness: the ability of a structure to withstand events like fire, explosions, impact or the consequences of human error, without being damaged to an extent disproportionate to the original cause.” [9]*

La robustezza strutturale, secondo quanto quanto riportato nell’Eurocodice EN 1991:2006, descrive la capacità della struttura a risultare insensibile al danneggiamento locale, il quale, causato da azioni accidentali, comporta solo un cambiamento nel comportamento strutturale. In particolare, una struttura robusta ridistribuisce prontamente i carichi in seguito alla perdita di un elemento portante o di rigidità, esibendo un comportamento di collasso globale duttile.

Negli ultimi anni, l’interesse per la robustezza strutturale ha portato ad un grande aumento degli studi numerici e sperimentali e alla formulazione di raccomandazioni generali negli ultimi aggiornamenti della maggior parte dei codici tecnici. Per le strutture civili ad uso residenziale, commerciale o pubblico, la possibilità di limitare l’evoluzione del danno a causa della perdita accidentale di un elemento strutturale primario, come una colonna, diventa essenziale sia per prevenire la sicurezza pubblica, sia per ridurre le perdite economiche per la comunità.

Nell’ingegneria civile si è soliti fare riferimento all’abilità intrinseca della struttura a resistere contro un evento accidentale, impedendo un collasso progressivo e sproporzionato. Il collasso progressivo colpisce più elementi strutturali collegati tra loro, e che, come in un domino, si susseguono l’uno dopo l’altro. Il collasso sproporzionato, d’altra parte, è riferito all’evento che lo ha causato: la struttura può essere danneggiata a causa di un evento eccezionale, ma il danno deve essere proporzionale alla causa che lo ha prodotto.

Gli edifici intelaiati in calcestruzzo armato hanno la capacità di evitare il collasso multiplo, inteso come collasso di tutti i piani superiori o collasso di un’intera porzione di edificio. A garantire ciò, è l’abilità degli elementi trave di cambiare l’iniziale meccanismo resistente flessionale, nel meccanismo resistente a catenaria, instaurato in regime di grandi spostamenti. Uno sviluppo efficace del meccanismo della catenaria è legato ad una serie di fattori, in particolare, dipende dalla duttilità delle sezioni trasversali plasticizzate insieme alla resistenza residua e alla capacità

di deformazione dei materiali quando viene avviato il meccanismo della catenaria.

In questo lavoro di tesi si svolge una analisi parametrica sull'influenza dei parametri geometrici e meccanici di travi in calcestruzzo armato sulla risposta al collasso progressivo di edifici intelaiati.

Nel Capitolo 1 si spiega nel dettaglio cosa si intende per robustezza strutturale e quali sono stati gli eventi che hanno guidato questa ricerca. A seguito di questi eventi si sono cominciati, infatti, degli studi con lo scopo di redigere i requisiti per la prevenzione del collasso globale dovuto alle esplosioni. Questo ebbe notevole impatto sulla sensibilità pubblica e all'epoca si poté associare una buona parte di eventi di crolli alla formazione di tale collasso progressivo. Si iniziò ad indagare sulle scarse qualità dei materiali nelle connessioni, sulla mancanza di ridondanza e di percorsi alternativi di redistribuzione dei carichi, sulla possibilità della contemporanea presenza di più azioni accidentali.

Nel Capitolo 2 si riporta la proposta di modellazione per affrontare lo studio sul collasso progressivo. Si spiegano i concetti alla base della modellazione degli elementi a fibre nell'ambito di una progettazione a plasticità diffusa. L'analisi eseguite fanno riferimento ad un regime di grandi spostamenti, pertanto si analizzano i metodi numerici per rendere possibile tale studio. Sono analizzati nel dettaglio i materiali scelti per la modellazione, le loro leggi costitutive e i motivi che hanno guidato la scelte degli stessi.

Nel Cpitolo 3 si presentano dei test numerici per la validazione della proposta di modellazione. A partire da studi sperimentali presenti in letteratura si è calibrato il modello per ottenere gli stessi risultati sperimentali con l'analisi numerica. I risultati analizzati attraverso le curve di capacità dimostrano la correttezza e l'efficacia dello strumento ideato nella riproduzione della risposta strutturale in uno scenario eccezionale di rimozione di una colonna.

Nel Capitolo 4 si spiega la scelta dei parametri da studiare per l'analisi parametrica ed i motivi che l'hanno guidata. Ogni parametro viene descritto nel dettaglio ed analizzato all'interno del proprio range di valori che assume durante l'analisi.

Nel Capitolo 5 si illustra come è stata resa possibile l'analisi parametrica. Attraverso l'automatizzazione del processo di modellazione è stato possibile investigare un numero molto vasto di campioni. Il tutto è avvenuto per mezzo dell'interoperabilità dei due software OpenSees e MATLAB, che ha permesso, attraverso codici di programmazione opportunamente collegati, di affrontare e risolvere lo studio. In

questo capitolo emerge il cuore dell'intero lavoro della presente tesi.

Nel Capitolo 6 si analizzano i risultati ottenuti dall'analisi. Si cerca la grandezza che meglio caratterizza questo studio e in funzione della quale interpretare tutti i risultati. Si sono analizzate nel dettaglio le influenze dei singoli parametri sulla risposta della struttura al collasso progressivo.

Nel Capitolo 7 si affrontano le conclusioni derivanti dalle analisi con giudizio critico e nell'ottica di individuare quali parametri sono determinanti e quali no, per caratterizzare la risposta al collasso progressivo.



# Parte I

## Calibrazione sperimentale



# Capitolo 1

## Introduzione alla Robustness

*"Robustness: the ability of a structure to withstand events like fire, explosions, impact or the consequences of human error, without being damaged to an extent disproportionate to the original cause."* [9]

La robustezza strutturale, secondo quanto riportato nell'Eurocodice EN 1991:2006, descrive la capacità della struttura a risultare insensibile al danneggiamento locale, il quale, causato da azioni accidentali, comporta solo un cambiamento nel comportamento strutturale. In particolare, una struttura robusta ridistribuisce prontamente i carichi in seguito alla perdita di un elemento portante o di rigidità, esibendo un comportamento di collasso globale duttile.

Più in generale, il concetto di robustezza strutturale è applicabile in diversi ambiti e risulta avere una definizione più ampia in *Risk Assessment in Engineering: Principles, System Representation & Risk Criteria*. Essa è descritta come un rapporto tra i rischi diretti e i rischi totali di un periodo di tempo specificato, considerando tutti gli eventi di esposizione rilevanti e tutti gli stati di danno rilevanti della struttura. [10].

Nell'ingegneria civile si è soliti fare riferimento alla prima definizione e dunque all'abilità intrinseca della struttura a resistere contro un evento accidentale, impedendo un collasso progressivo e sproporzionato. Il collasso progressivo colpisce più elementi strutturali collegati tra loro, e che, come in un domino, si susseguono l'uno dopo l'altro. Il collasso sproporzionato, d'altra parte, è riferito all'evento che lo ha causato: la struttura può essere danneggiata a causa di un evento eccezionale, ma il danno deve essere proporzionale alla causa che lo ha prodotto.

Nei decenni passati, gli edifici non sono stati progettati per resistere ad azioni di carico accidentali come esplosioni, collisioni veicolari o disastri naturali, perciò esiste una serie di costruzioni che possono essere soggette a danni eccessivi a causa di eventi eccezionali. Inoltre, a causa delle crescenti minacce del terrorismo, l'analisi

del collasso progressivo delle strutture si sta proponendo con sempre maggiore attenzione con l'obiettivo di simulare quello che può essere il processo di collasso intero o parziale del sistema strutturale. Al fine di condurre l'analisi della risposta strutturale al collasso progressivo, è necessario identificare il percorso e la distribuzione dei carichi all'interno della struttura.

Gli edifici intelaiati in calcestruzzo armato hanno la capacità di evitare il collasso multiplo, inteso come collasso di tutti i piani superiori o collasso di un'intera porzione di edificio. A garantire ciò è l'abilità degli elementi trave di cambiare l'iniziale meccanismo resistente flessionale, nel meccanismo resistente a catenaria, instaurato in regime di grandi spostamenti. Uno sviluppo efficace del meccanismo della catenaria è legato a una serie di fattori, in particolare, dipende dalla duttilità delle sezioni trasversali plasticizzate insieme alla resistenza residua e alla capacità di deformazione dei materiali quando viene avviato il meccanismo della catenaria.

Diversi studi in letteratura evidenziano che questa caratteristica dipende dalla duttilità delle sezioni in calcestruzzo plasticizzate, e dalla resistenza residua che queste possiedono all'insorgere del meccanismo a catenaria, in ragione del livello di deformazione degli acciai e del calcestruzzo. [6]

Per prendere in considerazione la robustezza nei confronti dei collassi parziali e sfruttare gli studi già presenti in letteratura, è necessario considerare la non linearità meccanica del materiale e la non linearità geometrica. Il primo aspetto si verifica per un materiale duttile al superamento dello snervamento, qui non si ha rottura catastrofica ma la generazione di una deformazione plastica permanente locale, che potrebbe comunque risultare pienamente compatibile con le funzionalità dell'elemento. Dunque la non linearità meccanica determina effetti benefici: la redistribuzione delle sollecitazioni a causa dello snervamento del materiale porta il sistema ad uno stato di equilibrio con sollecitazioni molto inferiori rispetto al calcolo lineare elastico.

Alla base del calcolo lineare si ha l'ipotesi di piccoli spostamenti, secondo la quale il calcolo delle sollecitazioni avviene sulla geometria della configurazione indeformata. Può succedere che questa ipotesi non venga verificata nella realtà e quindi occorre introdurre nel modello gli effetti dei grandi spostamenti: la deformazione sposta il punto di applicazione del carico rispetto alla configurazione indeformata. Di conseguenza la non linearità geometrica può generare momenti destabilizzanti negativi.

Il ritmo della ricerca sul collasso sproporzionato delle strutture edilizie è cresciuto costantemente negli ultimi cinque decenni, e molto più velocemente negli ultimi 20 anni. Come discusso nella recensione di El-Tawil et al. (2014) [23], la motivazione iniziale per gli studi in questo settore derivava dal crollo parziale del 1968 del "Ronan Point", Londra. Una ricerca più recente, ed ancora in corso, legata al crollo sproporzionato è stata richiesta per eventi quali il bombardamento del 1995

del Alfred P. Murrah Federal Building, Oklahoma City, e il crollo del 2001 del World Trade Center, New York. Figura 1.1.



(a)



(b)



(c)

Figura 1.1: a) Ronan Point, Londra - b) Alfred P. Murrah Federal Building, Oklahoma City - c) World Trade Center, New York

Questi tre episodi catastrofici sono stati causati da diverse esplosioni, dolose e non, in posizioni diverse degli edifici, che ne hanno provocato il collasso totale o parziale degli stessi. Nel primo caso l'esplosione è avvenuta nei piani alti dell'edificio, ed il peso delle macerie di questi, ha in seguito portato al crollo delle pareti esterne nei piani sottostanti. La presenza di prefabbricati all'interno dell'edificio in posizioni strutturalmente decisive (punti nodali), non ha permesso un'adeguato trasferimento dei carichi alla restante parte della struttura. Nel secondo caso, l'esplosione ha colpito uno dei pilastri nel piano terra ed ha sovraccaricato i restanti pilastri determinando il crollo della struttura. Nel terzo caso, il crollo si è verificato ad un'ora dall'esplosione poichè nonostante la presenza di un sistema ridondante quale il Frame-Tube system, la struttura non è stata in grado di utilizzare percorsi alternativi di carico giungendo al collasso dell'intero edificio.

A seguito di questi eventi si sono cominciati degli studi con lo scopo di redigere i requisiti per la prevenzione del collasso globale dovuto alle esplosioni, iniziando a considerare la presenza di tale carico accidentale. Questo ebbe notevole impatto sulla sensibilità pubblica e all'epoca si potè associare una buona parte di eventi di crolli alla formazione di tale collasso progressivo. Si iniziò ad indagare sulle scarse qualità dei materiali nelle connessioni, sulla mancanza di ridondanza e di percorsi alternativi di redistribuzione dei carichi, sulla possibilità di contemporanea presenza di più azioni accidentali.

Negli ultimi anni, l'interesse per la robustezza strutturale ha portato ad un grande aumento degli studi numerici e sperimentali e alla formulazione di raccomandazioni generali negli ultimi aggiornamenti della maggior parte dei codici tecnici. Per le strutture civili ad uso residenziale, commerciale o pubblico, la possibilità di limitare l'evoluzione del danno a causa della perdita accidentale di un elemento strutturale primario, come una colonna, diventa essenziale sia per prevenire la sicurezza pubblica, sia per ridurre le perdite economiche per la comunità.

Diversi autori hanno condotto studi sperimentali sulla valutazione della robustezza delle strutture del telaio soggette a perdite accidentali di componenti strutturali primari. Tra questi Izzuddin et al. (2008) [13] hanno fornito un metodo per la valutazione semplificata della domanda dinamica di spostamento del carico, attraverso un approccio pseudo-statico, proponendo un'applicazione alle strutture in acciaio (Vlassis et al., 2008, [24]). Diversi altri studi hanno affrontato la robustezza delle strutture in cemento armato, tra questi ci sono test sperimentali su elementi strutturali in scala ridotta (Ren et al., 2016,[22]) e strutture reali (Xiao et al., 2015,[26]). Studi sperimentali, accompagnati da interpretazioni numeriche, sono stati forniti da Yu et al 2013, Pham et al., 2015, Pham et al. 2017 e Weng et al., 2017. Questi studi hanno investigato i parametri geometrici e meccanici fondamentali che influenzano il comportamento robusto delle strutture c.a.. In particolare, questi sono presentati più nel dettaglio nei capitoli successivi di questa tesi. I risultati principali indicano

che la duttilità delle sezioni trasversali delle travi svolge un ruolo fondamentale sulla capacità di attivazione del meccanismo della catenaria, ma anche che questo è condizionato da ulteriori fattori come il grado di vincolo orizzontale e la reale capacità di allungamento dell'acciaio. Altri studi numerici sono stati condotti su modelli strutturali 3D di strutture c.a. di Arshian e Morgenthal (2017) [2], che simulavano scenari progressivi di rimozione di colonne, e di Brunesi et al. (2015) [5], attraverso l'applicazione dell'analisi incrementale dinamica e la definizione di specifiche funzioni di fragilità. Uno stato dell'arte che illustra gli ultimi progressi sui modelli di collasso con carichi gravitazionali è stato recentemente fornito da Kunnath et al. (2018) [14].

È stato riconosciuto che le principali carenze dei requisiti di progetto attuali sono: la natura prescrittiva dei requisiti sulle forze vincolanti, ritenute sufficienti per evitare di collasso sproporzionato ma non sono correlate alle reali prestazioni strutturali, e l'esclusione di considerazioni sulla duttilità in tutti i livelli progettuali. In effetti, i requisiti legati alle forze nelle connessioni sono destinati a fornire resistenza per il carico gravitazionale mediante la mobilitazione dell'azione catenaria subito dopo la rimozione di un membro verticale. Anche in questo caso, possono essere richiesti livelli di duttilità per specifiche forme strutturali che rendono le disposizioni costruttive non sicure.

Questo, a sua volta, può portare alla previsione di un'area di danno irrealisticamente ampia che supera i limiti prescritti, costringendo così a progettare l'elemento come un elemento chiave quando potrebbe non essere necessario.

L'ipotesi di una risposta strutturale statica è semplificativa, poichè quando avviene il crollo degli elementi verticali in condizioni eccezionali, come esplosioni ed impatti, questi comportano effetti altamente dinamici alla struttura. A questo proposito, la perdita improvvisa della colonna rappresenta un più appropriato scenario di progetto, poichè include le influenze dinamiche ed è indipendente dagli eventi. Anche se un tale scenario non è identico all'effetto dinamico causato dall'impatto o esplosione, cattura l'influenza del guasto alla colonna che si verifica in una durata relativamente breve nella risposta temporale della struttura. Può anche essere considerato come uno standard test dinamico per la robustezza strutturale, e può anche essere applicato a vari altri eventi dinamici estremi tramite la progettazione calibrata dei diversi fattori. Pertanto non sorprende che la perdita improvvisa della colonna sia utilizzato come scenario principale di progettazione nelle più recenti linee guida prodotte negli Stati Uniti per la mitigazione del collasso progressivo. [11] [7]

Quando un edificio a più piani è soggetto all'improvviso perdita di colonna, la conseguente risposta strutturale è dinamica, e tipicamente caratterizzata da importanti non linearità geometriche e meccaniche. Per edifici con struttura in acciaio che impiegano connessioni semplici o forza parziale, l'improvvisa perdita di una colonna, porta invariabilmente a una considerevole concentrazione di deformazioni nelle

connessioni all'interno dei piani superiori, partendo dal presupposto che il carico gravitazionale possa essere ridistribuito sulle colonne rimanenti. Il fallimento di questi piani sulle parti inferiori della struttura, e quindi l'inizio del collasso progressivo, è in gran parte determinato dalla capacità di deformazione delle connessioni, in presenza della massima risposta dinamica, in relazione alla loro duttilità.

Sebbene l'approccio più accurato per stabilire la reale risposta strutturale è attraverso l'analisi non lineare dinamica agli elementi finiti, viene proposto un approccio più pratico, il quale richiede solo la risposta statica non lineare. Gli effetti dinamici possono essere successivamente valutati in modo semplificato e accurato, ma non sono oggetto di questa tesi.

Di conseguenza, il quadro di valutazione proposto si basa sulla risposta statica non lineare della struttura danneggiata attraverso un test di pushdown e può essere applicato al livello strutturale globale dell'edificio (Figura 1.2(a)) e, soprattutto, a vari livelli secondari, secondo una modellazione che tenga conto della riduzione del modello. Si raccomanda che solo la valutazione della risposta statica non lineare è influenzata dal livello di idealizzazione strutturale. Un primo modello estratto dall'intero edificio è il telaio colpito dalla perdita del pilastro con le appropriate condizioni al contorno per rappresentare l'interazione con la struttura circostante (Figura 1.2(b)). L'ulteriore riduzione del modello, prende in considerazione solo i piani sopra la colonna persa dove si concentra la deformazione (Figura 1.2(c)). Se inoltre i solai interessati sono identici in termini di struttura e carico, la forza assiale nelle colonne immediatamente sopra alla colonna persa, diventa trascurabile e si può prendere in considerazione un modello ridotto costituito da un sistema a solaio singolo (Figura 1.2(d)). Infine, si possono trascurare gli effetti di piano, considerando il livello più basso di riduzione del modello, nonché la trave soggetta al carico gravitazionale con opportuni vincoli di estremità per simulare il confinamento della struttura circostante (Figura 1.2(e)). [13]

Studiare i diversi sottolivelli strutturali comporta dei benefici e delle semplificazioni significative nella valutazione della risposta statica non lineare, poiché questo può essere usata direttamente per ottenere la risposta dei livelli più alti. Ad esempio, i modelli di travi al livello più basso di idealizzazione della struttura, possono essere usati per stabilire la risposta del sistema composto dal solaio, evitando la necessità di ripartire il carico gravitazionale tra le travi. Allo stesso modo, dal singolo piano è possibile assemblare la risposta del sistema di piani interessati.

Il quadro di valutazione proposto è deterministico, in questo contesto, diversi scenari di rimozione delle colonne possono essere considerati come casi di carico separati, simili alle valutazioni strutturali convenzionali con carichi tipici (ad esempio gravità, vento). Inoltre, a seconda della regolarità della struttura dell'edificio, può essere possibile studiare livelli inferiori di idealizzazione diminuendo il numero degli scenari di rimozione delle colonne.

Tuttavia, a differenza dei carichi tipici, in cui la fonte principale di incertezza è

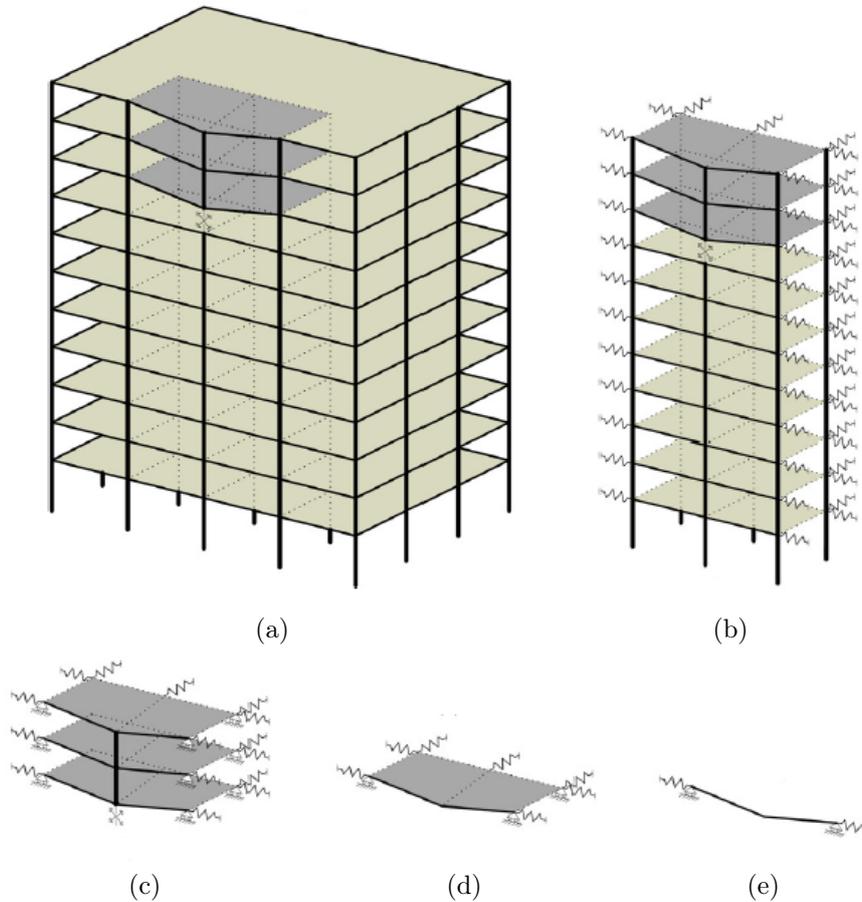


Figura 1.2: Sottolivelli strutturali per la valutazione del collasso progressivo

correlata all'intensità, e si supera con adeguati fattori di carico, non c'è incertezza legata all'intensità nella rimozione improvvisa della colonna. Piuttosto, è l'incertezza spaziale che gioca il ruolo più importante: una colonna di bordo del piano terra ha una maggiore probabilità di collasso a causa di un'esplosione esterna, rispetto ad una colonna interna ai piani superiori.

In definitiva, i modelli semplificati sono intrinsecamente approssimativi ma offrono una rappresentazione realistica della risposta statica non lineare dell'intera struttura a partire dalla valutazione delle singole travi. Proprio da queste si è scoperta la capacità di sviluppare il meccanismo a catenaria di alcuni sistemi, ed in letteratura è stato recentemente dimostrato il potenziale di una modellazione semplificata per le fasi di catenaria elastica, plastica e tensile di una semplice trave supportata con vincoli assiali di estremità (Figura 1.3). [12]

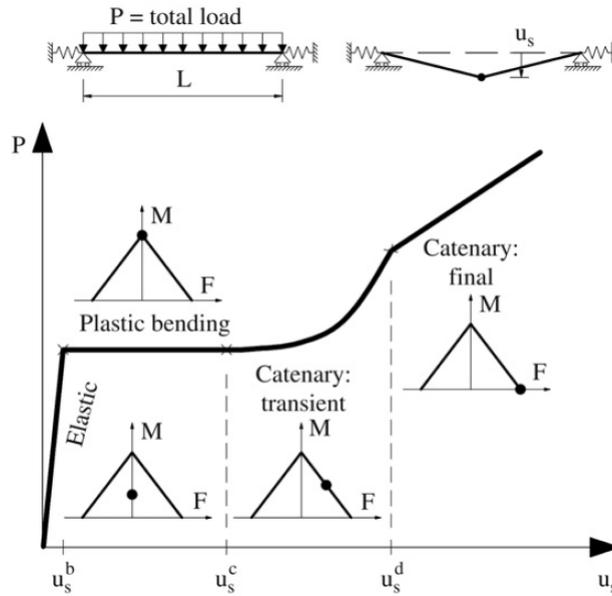


Figura 1.3: *Modello semplificato di trave in acciaio con vincoli elastici di estremità con meccanismo a tirante.* [12]

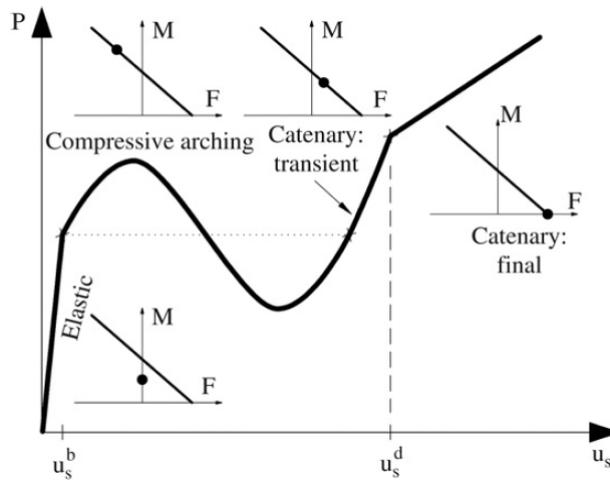


Figura 1.4: *Modello semplificato di trave in c.a. con vincoli elastici di estremità con meccanismo a tirante.* [12]

In Figura 1.4, si mostra come la risposta della trave in c.a. coinvolge il meccanismo ad arco compresso, invece della meccanismo plastico di flessione (Figura 1.3), la cui intensità dipende dalla rigidezza assiale del vincolo, successivamente per entrambi i modelli si sviluppa il meccanismo a catenaria.

I modelli semplificati di cui sopra sono solo illustrativi, sono stati presentati qui principalmente per dimostrare l'applicabilità di una modellazione semplificata a fenomeni geometricamente non lineari. Modelli dettagliati basati su elementi finiti non lineari rimangono i più efficaci.

Questa è il punto di partenza per questa tesi, e la strategia di modellazione adottata è discussa nel seguito.



## Capitolo 2

# Modellazione in OpenSees di fenomeni di collasso progressivo in strutture in c.a.

Lo scopo di questo capitolo è spiegare come si intende affrontare lo studio sul collasso progressivo e su quali concetti teorici si fonda il modello numerico utilizzato in questa tesi per affrontare l'analisi parametrica dei capitoli successivi. Per prendere in considerazione la robustezza nei confronti dei collassi parziali e sfruttare gli studi già presenti in letteratura, è necessario considerare la non linearità meccanica del materiale e geometrica. Pertanto si espongono le definizioni legate ad una modellazione a fibre, ad un regime di grandi spostamenti, e all'utilizzo di leggi costitutive non lineari dei materiali.

È stato osservato che una struttura sottoposta a collasso progressivo presenta una prima fase flessionale, in cui l'elemento trave passa dalla fase elastica alla fase plastica in seguito allo snervamento delle barre di armatura. A questo punto si innesca il meccanismo ad arco, il quale comporta uno sforzo di compressione nella trave ed ha effetti benefici sulla resistenza. All'aumentare dello spostamento in direzione verticale della sezione di mezzeria della trave, essa passa da un meccanismo di compressione ad un meccanismo di trazione in cui trova una nuova configurazione di equilibrio nel meccanismo a catenaria. Il comportamento meccanico che si sviluppa è complesso da modellare numericamente, poichè deve tener conto di tutte le non linearità del caso e del regime in grandi spostamenti.

Tutti questi aspetti sono stati presi in considerazione eseguendo un'analisi non lineare mediante l'ausilio del software di calcolo OpenSees, il quale ha permesso di eseguire una modellazione a fibre degli elementi strutturali. Questo ha portato a determinare una proposta di modellazione che ha restituito risultati validi, della quale in seguito si spiegano i diversi passaggi.

## 2.1 Elemento a fibre

Il software di calcolo strutturale Opensees (Open System for Earthquake Engineering) permette di eseguire una modellazione a fibre delle sezioni degli elementi strutturali. Ciò permette di condurre analisi di tipo non lineare sulle strutture in quanto dà la possibilità di attribuire ad ogni fibra legami costitutivi di materiali che non presentano comportamento puramente elastico. Risulta quindi che ogni fibra costituente l'elemento presenta un comportamento di tipo monoassiale.

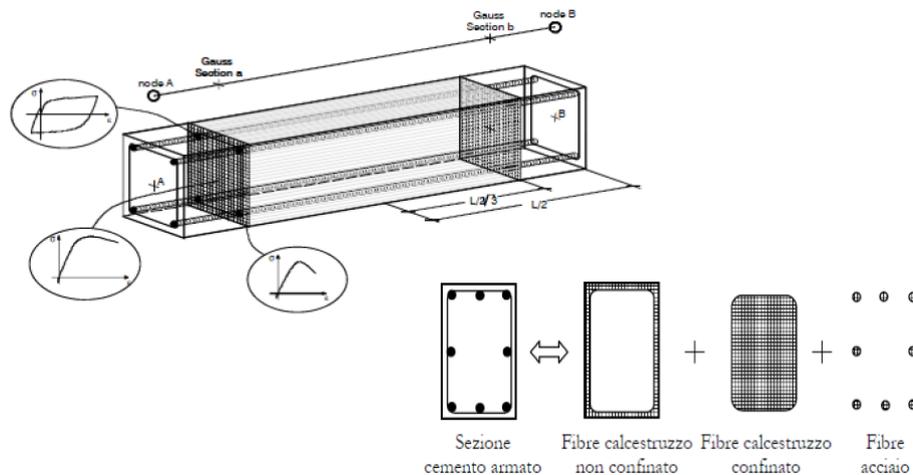


Figura 2.1: *Modellazione a fibre di un elemento in calcestruzzo armato*

Prendendo in considerazione una sezione di un elemento in calcestruzzo armato, risulta necessario eseguire la modellazione a fibre sia per l'area di calcestruzzo sia per l'area di armatura. In particolare, il calcestruzzo presenta un comportamento differente a seconda che esso sia confinato o meno dal rinforzo trasversale. Per questo motivo al calcestruzzo confinato all'interno delle staffe è possibile attribuire una legge costitutiva differente rispetto a quello esterno alle staffe come è possibile osservare in Figura 2.5.

L'elemento strutturale così creato viene successivamente suddiviso in una serie di sezioni di controllo, i quali rappresentano i punti di integrazione di Gauss-Lobatto lungo l'elemento stesso. Per gli elementi a fibre si utilizza il concetto di plasticità distribuita, che si differenzia dalla plasticità concentrata, in quanto prevede di distribuire la plasticità sull'intero elemento, piuttosto che considerarla concentrata nelle cerniere plastiche. Come è noto, infatti, considerando la plasticità concentrata, gli elementi costituenti la struttura rimangono in campo elastico, prevedendo quindi dei punti precisi di formazione delle cerniere plastiche, in cui viene concentrata tutta la non linearità del sistema. Questo risulta non del tutto in linea con il comportamento reale delle strutture, specialmente per la difficoltà di un'individuazione precisa della

posizione della cerniera plastica. Per contro, questo metodo permette di avere un vantaggio dal punto di vista computazionale poichè rende gli elementi strutturali facilmente gestibili. Per quanto riguarda invece la modellazione a fibre, la plasticità risulta diffusa lungo tutto l'elemento. In questo modo non è necessaria la determinazione del punto di formazione della cerniera plastica e il calcolo del momento di plasticizzazione. Tuttavia, questo modo richiede un maggior onere computazione, a fronte però di un comportamento più realistico dell'elemento. Figura 2.2.

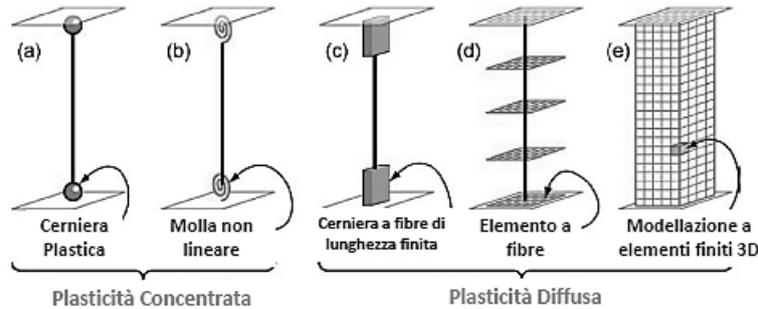


Figura 2.2: *Confronto tra plasticità concentrata e plasticità diffusa*

Pertanto, nell'ambito di un programma agli elementi finiti è indispensabile l'utilizzo di un modello numerico che sia in grado di garantire un buon livello di accuratezza senza richiedere un onere computazionale troppo elevato per gestire l'analisi non lineare di singoli elementi strutturali. Un aspetto fondamentale diventa quindi la scelta della metodologia di modellazione delle inelasticità.

I modelli a plasticità diffusa possono essere modellati secondo le seguenti formulazioni:

- Force Based Elements (FBE)
- Displacement Based Elements (DBE)

Il DBE è la metodologia più comunemente utilizzata, in cui il campo delle deformazioni sull'elemento si ottiene dagli spostamenti dei nodi di estremità attraverso opportune funzioni interpolanti. In seguito si utilizza il principio dei lavori virtuali per ricavarne le forze nodali. Per interpolare il campo di deformazioni, si sceglie di adottare per il campo degli spostamenti  $u(x)$  funzioni di forma con andamento lineare e per  $v(x)$  con andamento quadratico. Si ottengono così una deformazione assiale costante, ed una curvatura lineare. A causa dell'approssimazione scelta, risulta quindi necessario adottare una discretizzazione sufficientemente raffinata per poter cogliere in modo adeguato il campo di deformazione. La limitazione fondamentale di un tale approccio è, dunque, legata alla scarsa precisione nel descrivere comportamenti altamente non-lineari, senza dover raffittire eccessivamente la mesh.

Per gli elementi Forced Based invece non è richiesta una discretizzazione fitta, in quanto l'approssimazione risulterà essere adeguata grazie all'utilizzo di sezioni di controllo definite dai punti di integrazione. La risposta degli elementi cambia in modo significativo a seconda che venga utilizzato un tipo di elemento piuttosto che l'altro, ma si ottiene comunque una buona approssimazione del comportamento strutturale se la mesh è gestita in modo adeguato. [17]

## 2.2 Large Displacement

Le analisi eseguite in ambito strutturale possono fare riferimento a due tipi di configurazione. In particolare, gli elementi possono essere analizzati in configurazione indeformata, con l'ipotesi di piccoli spostamenti, valutandone così l'equilibrio della struttura trascurando la deformata dovuta all'applicazione dei carichi esterni. Tuttavia, nel momento in cui un elemento strutturale, come per esempio una trave in cemento armato, viene caricato, esso si deforma in maniera non trascurabile. Per questo motivo è possibile eseguire analisi sotto l'ipotesi di grandi spostamenti, assumendo quindi che la trave possa raggiungere configurazioni differenti rispetto allo stato indeformato. Ciò comporta l'introduzione di ipotesi differenti in quanto le due configurazioni si legano ad analisi strutturali completamente diverse e questo lo si riscontra risultati in termini di sollecitazioni.

L'analisi in configurazione indeformata ha notevoli vantaggi dal punto di vista del calcolo, poichè permette di attribuire leggi costitutive elastiche lineari ai materiali utilizzati e consente l'applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti. D'altra parte, l'analisi in configurazione deformata si porta dietro tutti i problemi legati alla non linearità geometrica e meccanica, in cui la configurazione finale di equilibrio della struttura dipende dalla posizione che essa assume in seguito all'applicazione dei carichi esterni. L'analisi non lineare in regime di grandi spostamenti è uno strumento indispensabile per la valutazione della robustezza strutturale, in quanto, in caso di azioni accidentali, le travi che compongono la struttura devono manifestare la capacità di passare da un meccanismo flessionale ad un meccanismo a catenaria, che si allontana, dunque, dalla configurazione indeformata.

## 2.3 Corotational

A seconda del problema da analizzare, risulta importante determinare in OpenSees anche il tipo di trasformazione geometrica che si intende eseguire. In particolare, per tenere conto del regime in grandi spostamenti e della non linearità del modello, è stata scelta la "Corotational Coordinate Transformation", che svolge una trasformazione geometrica esatta della rigidità della trave dal sistema locale al sistema

globale. La funzione implementata nella libreria di Opensees per applicare questo tipo di trasformazione è la seguente: *geomTransf Corotational*.

## 2.4 Materiali

I materiali da costruzione sono caratterizzati da un legame tensionale  $\sigma - \epsilon$  fortemente non lineare il quale conferisce una non linearità meccanica alla struttura. La presenza di questo comportamento elasto-plastico nel materiale rende inadeguata la teoria lineare per la valutazione dello stato limite ultimo. L'accoppiamento dell'acciaio e del calcestruzzo, materiali costitutivi del cemento armato, creano un legame costitutivo non lineare in cui, superata la tensione di snervamento, nascono plasticizzazioni che rendono non lineare il rapporto tra carico applicato e deformazione. Affiancando al comportamento fragile del calcestruzzo, il comportamento duttile dell'acciaio, l'effetto non è la rottura catastrofica, superato lo snervamento, ma è la generazione di una deformazione plastica permanente che può portare ad una nuova configurazione di equilibrio. Questo è possibile sotto l'ipotesi di perfetta aderenza tra calcestruzzo e barre di acciaio che assicura la piena collaborazione tra i due materiali.

In questa sezione si descrivono le caratteristiche principali dei legami costitutivi scelti per modellare al meglio il comportamento dei due materiali.

### 2.4.1 Calcestruzzo

Il calcestruzzo è un materiale composto da cemento e inerti, fortemente non omogeneo e che determina un comportamento non lineare anche per la sollecitazione di compressione pura. Si instaurano, infatti, all'interfaccia tra pasta cementizia e aggregati, delle concentrazioni di sollecitazione che portano a fenomeni di microfessurazione interna.

Per questa modellazione si utilizza il legame proposto da Kent e Park (1971), modificato da Park et al. (1982), in base al quale la curva nel piano sforzo-deformazione si è ottenuta con una prova monoassiale di compressione.

Questo modello è implementato su OpenSees con il comando "Concrete02" della libreria *uniaxialMaterial*. Figura 2.3.

Il ramo crescente di compressione è rappresentato da una parabola limitata da una deformazione del 2‰ la quale non è influenzata dell'entità di armatura trasversale. La necessità di ricorrere alla modifica operata da (Park et al., 1982) consente di prendere in considerazione l'incremento di duttilità dovuto alla presenza di rinforzi trasversali, il quale modifica il comportamento del ramo decrescente (Figura 2.4).

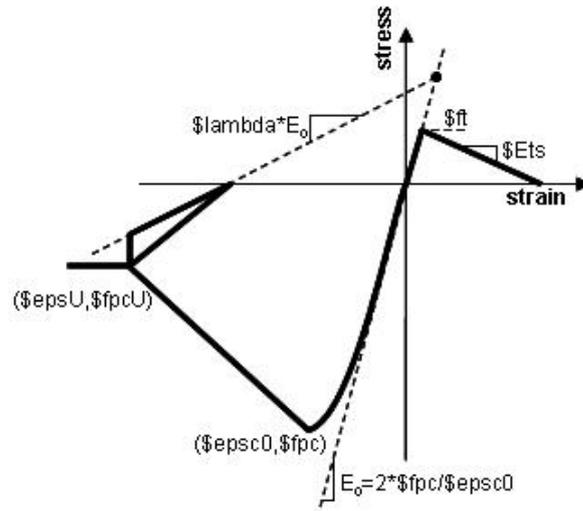


Figura 2.3: Legame costitutivo del calcestruzzo implementato dal comando Concrete02 di OpenSees

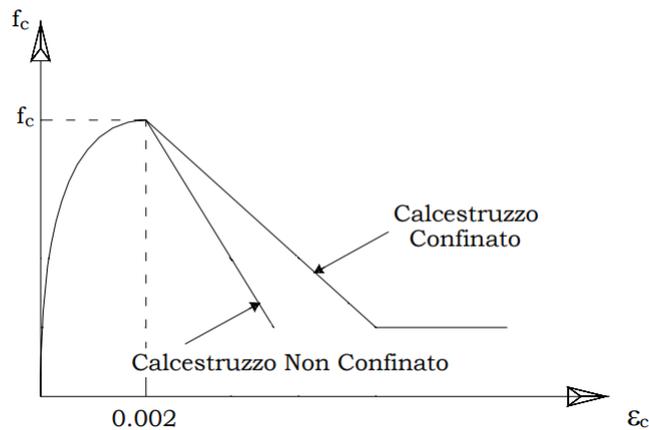


Figura 2.4: Legame costitutivo del calcestruzzo proposto da (Park et al.,1982)

Con una modellazione a fibre è possibile associare alle varie fibre di cui è composta la sezione, diversi materiali (Figura 2.5). In questo modo il confinamento della sezione, per mezzo della presenza di staffe, è reso possibile definendo un materiale che ha come parametri di resistenza quelli definiti, mediante implementazione su Excel, dal modello Saatcioglu e Razvi (1999).[21]. Il calcestruzzo confinato dal rinforzo trasversale è sottoposto ad una pressione laterale che si sviluppa in seguito alla compressione assiale, creando uno stato di stress multiassiale di difficile formulazione teorica (Figura 2.6).

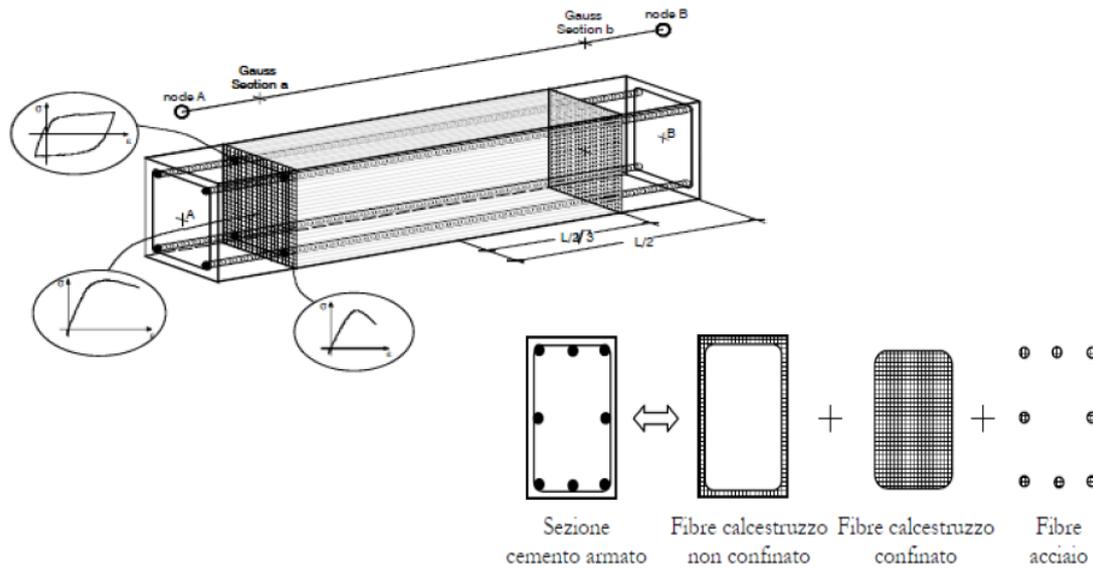


Figura 2.5: Modellazione a fibre di un elemento in calcestruzzo armato

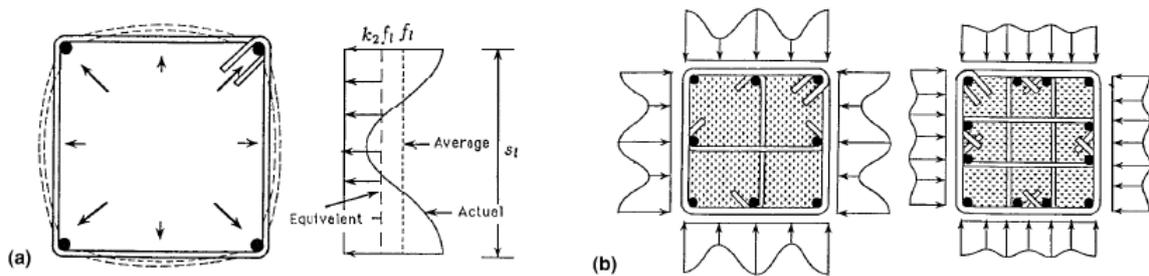


Figura 2.6: Pressione di confinamento: (a) sviluppo della pressione di confinamento in una sezione quadrata; (b) variazione di pressione di confinamento per mezzo del rinforzo trasversale.

Più aumenta il numero delle barre longitudinali bloccate dal rinforzo trasversale più aumentano i parametri di resistenza delle fibre di calcestruzzo confinato. Il modello empirico di Saatcioglu e Razvi (1999), propone una pressione equivalente ( $f_{le}$ ) che comporta la stessa pressione di confinamento esercitata dall'elemento trasversale. Tale pressione risulta avere dei picchi in corrispondenza dei nodi poiché qui si ha una maggiore rigidità flessionale.

Si riportano di seguito le formulazioni necessarie per l'implementazione del modello:

$$f'_{cc} = f'_{c0} + k_1 f_{le} \quad (2.1)$$

$$f_{le} = k_2 f_l \quad (2.2)$$

$$f_l = \frac{\sum_{i=1}^q A_s f_s \sin \alpha}{s b_c} \quad (2.3)$$

$$k_1 = 6.7 f_{le}^{-0.17} \quad (2.4)$$

$$k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right) \left(\frac{b_c}{s_1}\right) \left(\frac{1}{f_l}\right)} \leq 1.0 \quad (2.5)$$

In cui  $q$  rappresenta il numero di rinforzi trasversali nella sezione considerata. La pressione equivalente  $f_{le}$  calcolata in MPa è il rapporto tra le forze di trazione nei rinforzi e l'area stessa della sezione. I coefficienti riduttivi  $k_1$  e  $k_2$  tengono conto della pressione di confinamento che aumenta con l'aumentare della forza, spaziatura dell'armatura trasversale  $s$  e dell'interasse dell'armatura longitudinale  $s_1$ .

Il modello risulta così definito e validato da prove sperimentali di Saatcioglu e Razvi (1991)(Figura 2.7):

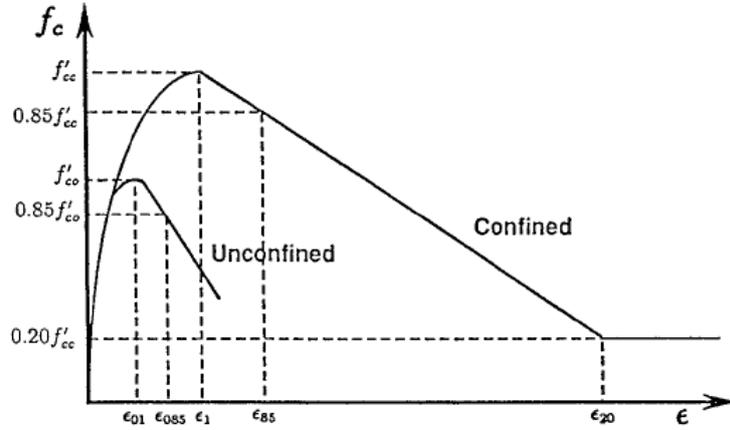


Figura 2.7: Modello Saatcioglu and Razvi (1992)

ramo crescente della curva:

$$f(\varepsilon) = f'_{cc} \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} \right) - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} \right)^2 \right] \frac{1}{1 + 2K} \quad 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_1 \quad (2.6)$$

ramo decrescente lineare della curva:

$$f(\varepsilon) = \max \begin{cases} f'_{cc} \left[ 1 - 0.15 \frac{\varepsilon - \varepsilon_1}{\varepsilon_{85} - \varepsilon_1} \right] \\ 0.2 f'_{cc} \end{cases} \quad \varepsilon_1 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{20} \quad (2.7)$$

In cui valgono:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{01}(1 + 5K) \quad (2.8)$$

$$K = \frac{k_1 f_{le}}{f'_{c0}} \quad (2.9)$$

$$\rho_c = \frac{\sum_{i=1}^n (A_{sx})_i + \sum_{j=1}^m (A_{sy})_j}{[s(b_{cx} + b_{cy})]} \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_{85} = \varepsilon_{085} + 260\rho_c\varepsilon_1 \quad (2.11)$$

I parametri  $\varepsilon_1$  e  $\varepsilon_{01}$  rappresentano la deformazione di picco del calcestruzzo confinato e non confinato. La pendenza del ramo post-picco è regolata dalla deformazione  $\varepsilon_{85}$  la quale è funzione del rapporto di rinforzo laterale nelle due direzioni  $\rho_c$ . Il coefficiente  $K$ , equivale al rapporto tra l'incremento di resistenza svolto dalle staffe e il valore di resistenza al picco iniziale  $f'_{c0}$  del calcestruzzo non confinato. Al parametro  $\varepsilon_{085}$  si associa il valore 0.00306. [8]

Il modello si ritiene valido dal confronto tra i risultati analitici e sperimentali ottenuti per i diversi valori che caratterizzano la disposizione e la geometria delle staffe. Non si tiene conto in questo modello dell'instabilità per buckling dell'armatura longitudinale, la quale è definita per mezzo di altre leggi nel legame costitutivo dell'acciaio.

## 2.4.2 Acciaio

Il legame elasto-plastico con incrudimento dell'acciaio è stato descritto ricorrendo al comando *Hysteretic* della libreria *uniaxialMaterial*. Figura 2.8.

La scelta di un legame costitutivo di questo tipo è giustificata dal fatto che è possibile ricostruire il comportamento del materiale a trazione e compressione definendo i singoli punti della spezzata stress-strain. Infatti, il legame costitutivo definito dalla bilatera classica del modello di Prandtl con incrudimento, non permette di cogliere la rottura delle singole barre longitudinali all'interno della simulazione effettuata con OpenSees. Pertanto, è stato utile definire un terzo punto oltre allo stato di snervamento e rottura degli acciai. Il comportamento dell'acciaio sottoposto ad uno stato di trazione monoassiale è definito in Figura 2.9.

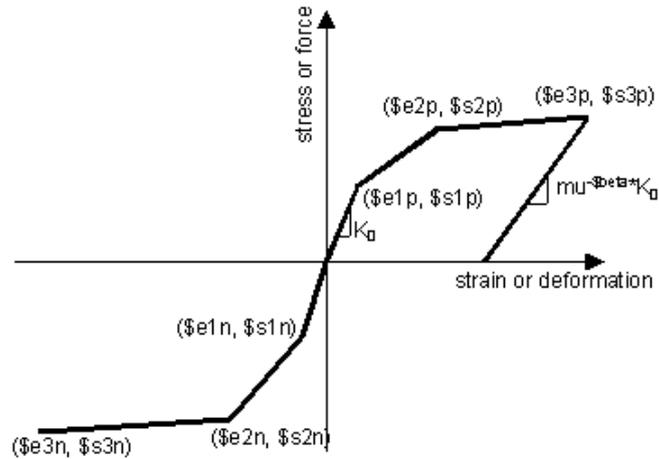


Figura 2.8: *Legame costitutivo dell'acciaio implementato dal comando Hysteretic di OpenSees*

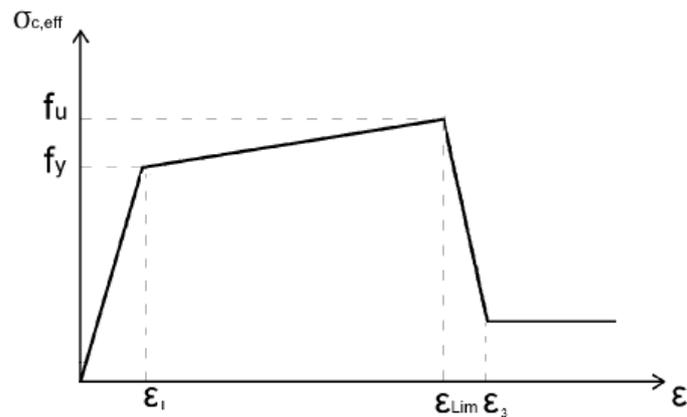


Figura 2.9: *Comportamento a trazione scelto per l'acciaio e implementato dal comando Hysteretic di OpenSees*

Il comportamento a trazione dell'acciaio è caratterizzato dal modulo elastico  $E$ , dalla resistenza a snervamento  $f_y$ , dalla deformazione a snervamento  $\epsilon_1$ , dalla resistenza ultima  $f_u$ , dalla deformazione di rottura  $\epsilon_2 = \epsilon_{Lim}$  e dalla  $\sigma_3$  e  $\epsilon_3$  i quali identificano il terzo punto del comportamento a trazione del materiale. È necessario assegnare i termini riguardanti il danneggiamento dovuto alla duttilità, in questo caso pari a 0 e i parametri riguardanti il pinching durante la fase di ricarica, considerato pari ad 1.

Durante la fase di validazione del modello si è riscontrata l'importanza di una

adeguata modellazione del comportamento in compressione dell'acciaio. Per tener conto dell'instabilità per buckling dell'armatura longitudinale si è preso in considerazione il modello di Dhakal e Maekawa, 2002.

Nelle membrature in cemento armato, i ferri d'armatura possono subire, in seguito ad un'alta compressione, una grande deformazione laterale dunque incorrere in fenomeni di instabilità. A causa di ciò la resistenza media a compressione diminuisce nella fase seguente allo snervamento.

Il modello di Dhakal e Meakawa, 2002, propone una relazione sforzo-deformazione in compressione che può essere applicata alle barre di rinforzo con qualsiasi proprietà geometriche e meccaniche. Per generare le relazioni che reggono il modello, hanno sviluppato uno studio parametrico basato su esperimenti o analisi di alcuni studi sperimentali eseguiti in passato (Monti and Nuti, 1992). Le barre di rinforzo sono state modellate come delle colonne verticali di lunghezza  $L$  e diametro  $D$  con incastrati i due nodi. Si è applicato uno spostamento incrementale in testa all'elemento e si è adottato un comportamento elastico perfettamente plastico con  $f_y=400MPa$  e  $E=200GPa$ . Attraverso lo studio parametrico analitico, gli autori esprimono qual è il comportamento medio delle barre di armatura in compressione.

In particolare, riportano:

- La tensione e deformazione media a compressione dipende solo dal rapporto di snellezza definito come  $\frac{L}{D}$  e dalla  $\sqrt{f_y}$ ;
- Subito dopo la fase di buckling la curva ha una pendenza negativa approssimativamente pari al 2% del modulo di Young;
- La tensione media post-buckling è costante e si attesta sul 20% della resistenza a snervamento.

Il modello proposto è mostrato in Figura 2.10.

Le coordinate del punto intermedio possono essere valutate dalle seguenti relazioni:

$$\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} = 55 - 2.3\sqrt{\frac{f_y}{1000}} \frac{L}{D} \frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} \geq 7 \quad (2.12)$$

$$\frac{\sigma^*}{\sigma_l^*} = \alpha \left( 1.1 - 0.016\sqrt{\frac{f_y}{100}} \frac{L}{D} \right) \sigma^* \geq 0.2f_y \quad (2.13)$$

Queste relazioni derivano dall'analisi condotta su barre che hanno un incrudimento lineare. Il coefficiente  $\alpha$  tiene conto di diversi modelli di incrudimento che si possono avere e per i due casi estremi esso vale 1.0 per le barre con incrudimento lineare e 0.75 per barre elastiche perfettamente plastiche.

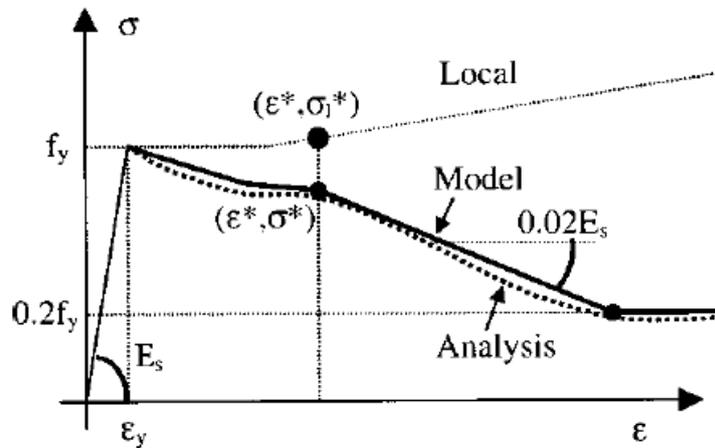


Figura 2.10: *Modello Dhakal and Maekawa (2002)*

Il modello a fibre che sfrutta gli elementi finiti riesce a prevedere il comportamento medio delle barre di rinforzo in compressione caratterizzate da grandi non linearità geometriche.

Questo comportamento risulta essere influenzato solo da  $\frac{L}{D}$  e  $\sqrt{f_y}$ . L'analisi di Dhakal e Maekawa è validata anche da un confronto con risultati sperimentali per provini con applicazione di carico sia monotona che ciclica. (R.P.Dhakal e Maekawa, 2002).

L'applicazione di questo modello è stata prevista per ricreare il ramo in compressione del legame costitutivo delle barre di acciaio attraverso i tre punti previsti dal comando *Hysteretic* di OpenSees. L'instabilità, e dunque la perdita di resistenza in compressione, è funzione della spaziatura tra le staffe. Il parametro  $L$ , infatti, ha assunto il valore del passo tra gli elementi di rinforzo trasversale.

## Capitolo 3

# Validazione della proposta di modellazione per gli elementi in c.a.

Le scelte operate sulla geometria e sui materiali del modello sono state validate su articoli numerici sperimentali presenti in letteratura. I dati sperimentali di J.Weng et al. (2016), NIST-TN 1720 (2011), Yu J. Tan et al. (2013), K. Qian et al. (2017) sono stati usati come riferimento per tarare i parametri sforzo-deformazione. La scelta di questi studi è dovuta alla completezza dei loro programmi sperimentali ed alla chiarezza con cui sono riportati i dettagli strutturali. Tuttavia, per alcuni parametri, omessi nei vari articoli, è stato necessario fare delle assunzioni la validità delle quali è resa possibile dalla calibrazione iterativa per i diversi campioni.

Lo scopo di questo capitolo è quello di ottenere gli stessi risultati dei vari studi condotti sulla robustezza delle strutture in c.a., applicando il modello proposto nel capitolo precedente. Per ogni articolo preso in considerazione si confrontano dunque i risultati sperimentali con i risultati numerici ottenuti mediante l'ausilio del software OpenSees.

### 3.1 Specimens J.Weng et al., 2016

Lo studio congiunto della Nanyang Technological University di Singapore e della University of New South Wales di Canberra proposto da J.Weng et al., 2016 [25], modella il processo che porta al collasso tre diversi campioni in scala in cemento armato.

Nella modellazione numerica che porta al collasso progressivo si è tenuto conto dell'azione catenaria come stato ultimo provocato da una deformazione estrema. Cioè a fronte della perdita improvvisa di un pilastro, si passa da un iniziale meccanismo resistente di tipo flessionale ad un successivo meccanismo resistente di catenaria. Nonostante la formazione di cerniere plastiche si raggiunge una nuova configurazione di equilibrio stabile in cui i vincoli servono a mobilizzare la catenaria alle grandi deformazioni dopo una instabilità transitoria.

Questo studio punta a sviluppare uno schema che quantifica il danno e può essere facilmente implementato. Il comportamento non lineare del materiale è stato caratterizzato da una discretizzazione a fibre della sezione e da più punti di integrazione su ogni elemento.

Di conseguenza il modello *fiber beam element* (Figura 3.1) utilizzato da J.Weng et al., 2016, risulta essere ideale per validare il modello proposto in questa tesi.

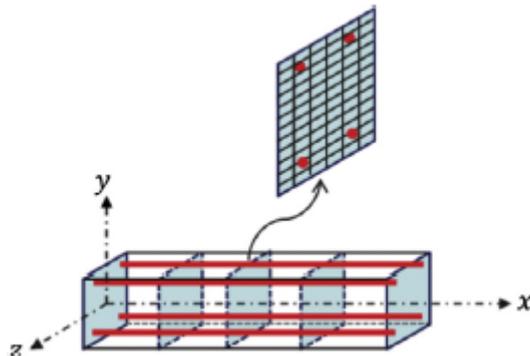


Figura 3.1: *Modello Fiber Beam Element*

Per ricreare il meccanismo strutturale del telaio sottoposto a danneggiamento progressivo, si sono creati tre campioni in scala 1:3 estratti dalla zona centrale e laterale di un telaio a grandezza reale. Figura 3.2.

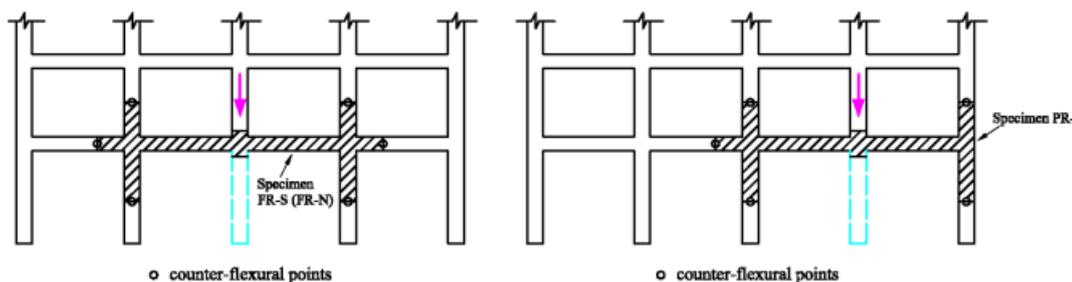


Figura 3.2: Localizzazione dei campioni e prototipi da testare

I tre campioni *FR* (*Full Restraint*), *PR* (*Partial Restraint*), *FRS* (*Full Restraint Seismic*), sono realizzati tenendo conto dei criteri dell'EC2 con un dead loads ed un imposed loads pari a  $5.0kN/m^2$  e  $7.1kN/m^2$  rispettivamente e diverse armature che prendono in considerazione la presenza di dettagli costruttivi in zone sismiche. Per simulare l'estrazione dei campioni dal telaio e ricreare le stesse condizioni di vincolo hanno utilizzato delle celle di carico di trazione-compressione per monitorare le reazioni orizzontali e verticali alla base delle colonne e alle estremità delle travi. Lo schema statico presenta due cerniere alla base delle travi e quattro vincoli elastici (tre per il campione *PR*) con rigidità bilineare come vincoli orizzontali.

Con il software OpenSees si è ricostruito lo stesso schema statico utilizzando il modello a fibre proposto, per ricreare la stessa non linearità geometrica e meccanica. Ogni elemento è stato modellato con il comando *dispBeamColumn* secondo quanto riportato in fase di proposta del modello con la conseguente trasformazione geometrica del sistema di riferimento *corotational*. I vincoli orizzontali configurati come dei vincoli elastici dalla rigidità prestabilita dallo studio di J.Weng et al., 2016, sono stati creati mediante la sovrapposizione di due nodi di coordinate uguali e collegati da un elemento *zerolengthsection* di lunghezza unitaria. A questo si è associata una rigidità assiale che ha come modulo di Young quello derivante dalla rigidità dei vincoli, e come area della sezione la stessa della trave.

I materiali utilizzati nella sperimentazione e i loro parametri di resistenza richiamati nell'articolo sono raccolti in Tabella 3.1.

Nello studio sperimentale si è adottato per il calcestruzzo il modello modificato Kent-Park con il comportamento isteretico basato sulle regole di Spacone et al. Per l'acciaio hanno adottato un modello bilineare simmetrico elasto-plastico con incrudimento.

Il modello ricreato in OpenSees, sulla base delle considerazioni precedenti, realizza materiali con parametri di resistenza differenti per la zona non confinata e confinata dal rinforzo trasversale. Quest'ultima varia nelle diverse sezioni individuate nei tre campioni. Le dimensioni del copriferro sono state ipotizzate con un

Materiali			
<b>Cls</b>	$f_c$	30	MPa
	$f_t$	$0.56\sqrt{f_c}$	MPa
<b>Acciaio</b>	$f_y$	505	MPa
	$f_u$	605	MPa

Tabella 3.1: *Parametri di resistenza del materiale. Spec.FR-FRS-PR*

valore di 20mm poiché nello studio sperimentale non si accenna a questo dettaglio costruttivo.

Per l'acciaio si sono indicati i tre punti caratteristici per il comportamento a trazione e a compressione secondo il modello di Dhakal e Meekawa.

I quattro vincoli elastici orizzontali hanno un comportamento bilineare simmetrico a trazione e a compressione le cui rigidezze richiamate nell'articolo risultano in Tabella 3.2.

<b>Campione</b>	<b>Vincolo</b>	<b>K1</b> [N/mm]	<b>Gap</b> [mm]	<b>K2</b> [N/mm]
<b>FR</b>	1	636	2.4	18355
	2	244	3.1	27677
	3	337	3.7	10566
	4	455	2.6	85010
<b>FRS</b>	1	2715	2.2	20641
	2	716	4.5	23667
	3	160	7.8	101894
	4	2073	3.9	4080
<b>PR</b>	1	1359	2.9	27860
	2	396	1.9	5917
	3	2695	1.9	27606

Tabella 3.2: *Proprietà dei vincoli elastici campioni J.Weng et al.*

### 3.1.1 Modellazione in OpenSees: specimen FR

Il campione FR è caratterizzato dalla geometria rappresentata in Figura 3.9. [16]

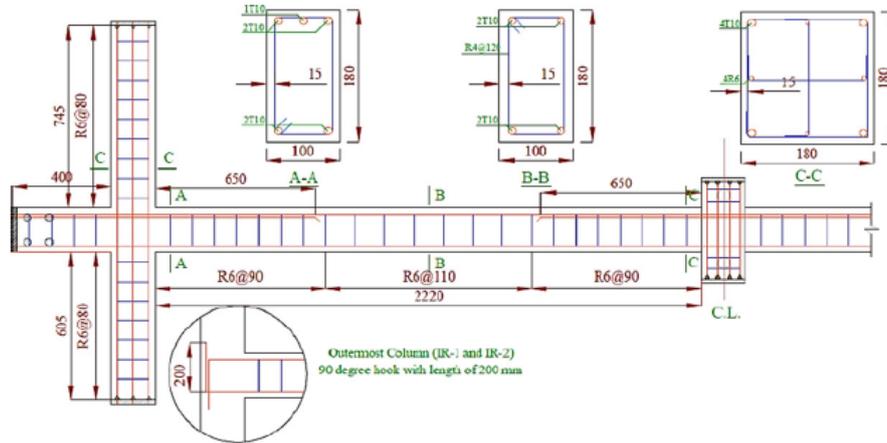


Figura 3.3: *Dettaglio costruttivo campione FR*

Lo schema statico utilizzato, in accordo con quanto studiato da J.Weng et al., 2016, è riportato in Figura 3.4

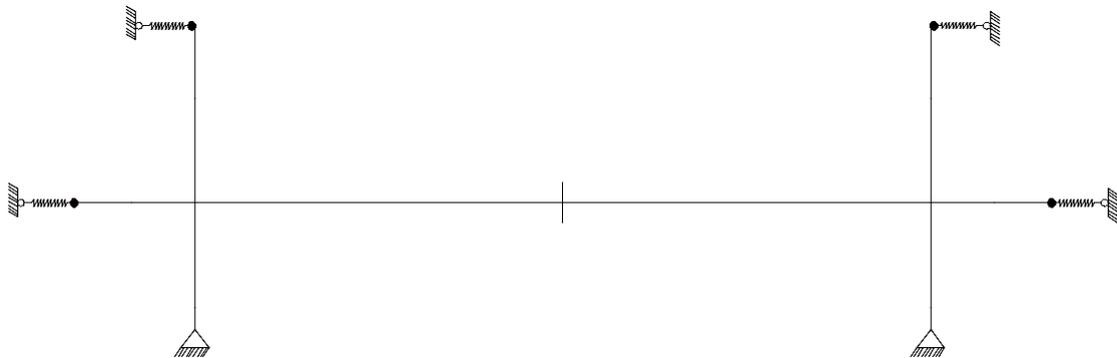


Figura 3.4: *Schema statico campione FR*

La discretizzazione degli elementi tiene conto di cambi di sezione (si sono individuate tre sezioni) ed inoltre nelle vicinanze del vincolo è stata effettuata una divisione degli elementi secondo uno schema:  $h/2 - h - 3h/2$  per cogliere al meglio le variazioni di curvatura. Nella sezione *ALLEGATI* si riportano le informazioni più generali per l'implementazione del modello in OpenSees.

Per questo campione le caratteristiche del materiale sono richiamate in Tabella 3.3.

<b>UniaxialMaterial Concrete02</b>						
		non confinato	Confinato Sez. C-C	Confinato Sez. A-A	Confinato Sez. B-B	
Concrete compressive strength at 28 days	<b>\$fpc</b>	-30	-35.18	-33.65	-32.8	[MPa]
Concrete strain at maximum strength	<b>\$epsc0</b>	-0.004	-0.004	-0.004	-0.004	[-]
Concrete crushing strength	<b>\$fpcu</b>	-12	-12	-12	-12	[MPa]
Concrete strain at crushing strength	<b>\$epscU</b>	-0.03	-0.02	-0.018	-0.015	[-]
Ratio between unloading slope at epscu and initial slope	<b>\$lambda</b>	0.1	0.1	0.1	0.1	[-]
Tensile strength	<b>\$ft</b>	2	2	2	2	[MPa]
Tension softening stiffness (slope of the linear tension softening branch)	<b>\$Et</b>	1500	1500	1500	1500	[MPa]

(a)

<b>UniaxialMaterial Hysteretic</b>			
Stress at first point of the envelope in the positive direction	<b>\$s1p</b>	505	[MPa]
Strain at first point of the envelope in the positive direction	<b>\$e1p</b>	0.002	[-]
Stress at second point of the envelope in the positive direction	<b>\$s2p</b>	605	[MPa]
Strain at second point of the envelope in the positive direction	<b>\$e2p</b>	0.14	[-]
Stress at third point of the envelope in the positive direction	<b>\$s3p</b>	20	[MPa]
Strain at third point of the envelope in the positive direction	<b>\$e3p</b>	0.161	[-]
Stress at first point of the envelope in the negative direction	<b>\$s1n</b>	-505	[MPa]
Strain at first point of the envelope in the negative direction	<b>\$e1n</b>	-0.002	[-]
Stress at second point of the envelope in the negative direction	<b>\$s2n</b>	-304.6	[MPa]
Strain at second point of the envelope in the negative direction	<b>\$e2n</b>	-0.07	[-]
Stress at third point of the envelope in the negative direction	<b>\$s3n</b>	-101	[MPa]
Strain at third point of the envelope in the negative direction	<b>\$e3n</b>	-0.2	[-]
Pinching factor for strain (or deformation) during reloading	<b>\$pinchx</b>	1	[-]
Pinching factor for stress (or force) during reloading	<b>\$pinchy</b>	1	[-]
Damage due to ductility	<b>\$damage1</b>	0	[-]
Damage due to energy	<b>\$damage2</b>	0	[-]

(b)

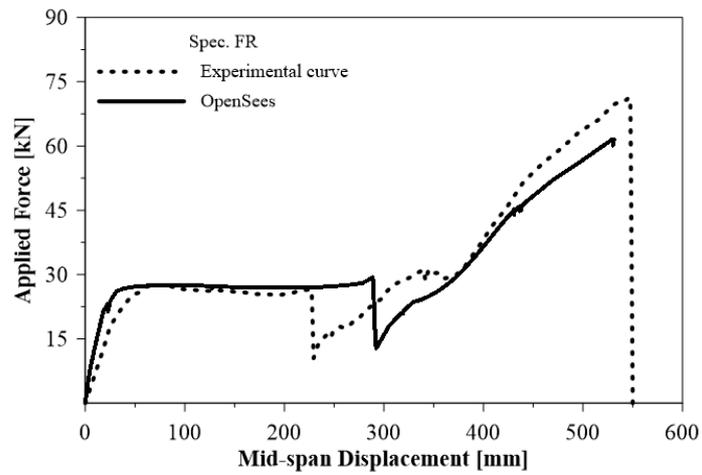
Tabella 3.3: Parametri campione FR

I vincoli elastici sono stati modellati con il comando *Hysteretic* associando il materiale a ciascun elemento *zerolengthSection*. I valori riportati nel codice di calcolo sono riassunti in Tabella 3.4.

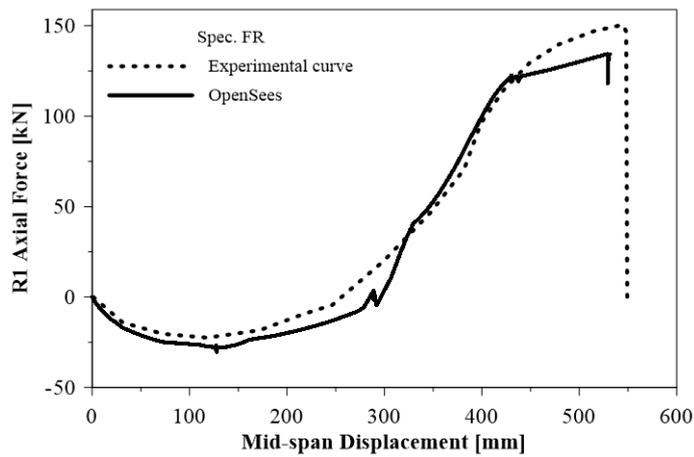
Nodi	<b>88</b>	<b>81</b>	<b>82</b>	<b>87</b>	
<b>\$s1p</b>	0.085	0.042	0.069	0.066	[MPa]
<b>\$e1p</b>	2.4	3.1	3.7	2.6	[–]
<b>\$s2p</b>	4.895	9.533	4.344	24.558	[MPa]
<b>\$e2p</b>	4.8	6.2	7.4	5.2	[–]
<b>\$s3p</b>	106.867	163.294	63.044	496.836	[MPa]
<b>\$e3p</b>	104.8	106.2	107.4	105.2	[–]
<b>\$s1n</b>	-0.085	-0.042	-0.069	-0.066	[MPa]
<b>\$e1n</b>	-2.4	-3.1	-3.7	-2.6	[–]
<b>\$s2n</b>	-4.895	-9.533	-4.344	-24.558	[MPa]
<b>\$e2n</b>	-4.8	-6.2	-7.4	-5.2	[–]
<b>\$s3n</b>	-106.867	-163.294	-63.044	-496.836	[MPa]
<b>\$e3n</b>	-104.8	-106.2	-107.4	-105.2	[–]
<b>\$pinchx</b>	1	1	1	1	[–]
<b>\$pinchy</b>	1	1	1	1	[–]
<b>\$damage1</b>	0	0	0	0	[–]
<b>\$damage2</b>	0	0	0	0	[–]

Tabella 3.4: *Parametri vincoli elastici campione FR*

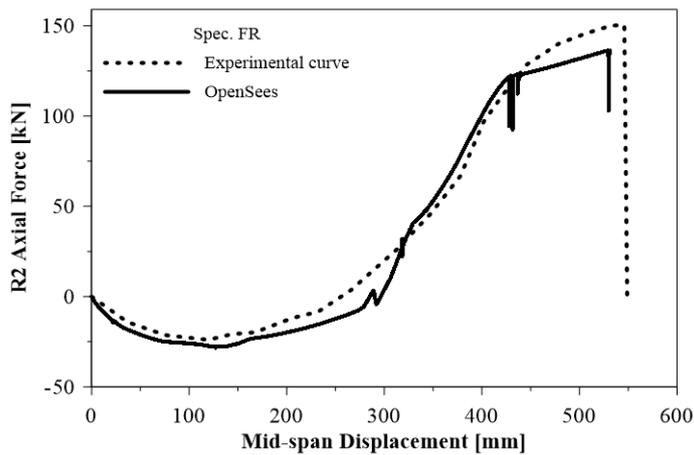
Di seguito si riportano i risultati numerici di taratura del modello proposto a partire dai risultati sperimentali ottenuti e riportati dallo studio di J.Weng et al., 2016. Dal confronto delle curve si evince una buona affidabilità del modello proposto, in quanto si sono ottenute delle previsioni ragionevolmente accurate ma non perfette. Come in qualsiasi modello numerico, è impossibile considerare tutti i fattori che possono influenzare l'accuratezza della modellazione. Ad esempio, nel presente modello numerico, così come in quello sviluppato nel report di J.Weng et al., 2016, non viene presa in considerazione la discontinuità con cui si sviluppa il cracking.



(a)



(b) Elemento 3



(c) Elemento 13

Figura 3.5: Confronto Campione FR di J.Weng et al., 2016

### 3.1.2 Modellazione in OpenSees: specimen FR-S

Il campione *FR-S* è caratterizzato dalla geometria rappresentata in Figura 3.6. La geometria è pressoché uguale al precedente campione con l'aggiunta di dettagli costruttivi utili in ambito sismico, cambia infatti la disposizione dei rinforzi trasversali in prossimità degli appoggi.

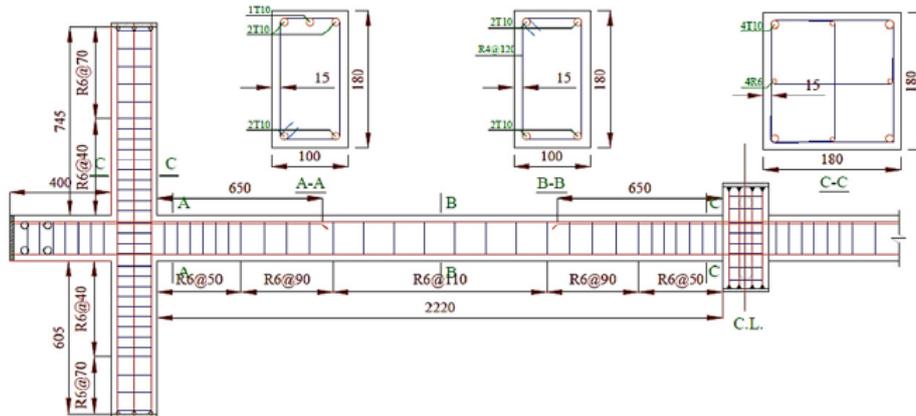


Figura 3.6: *Dettaglio costruttivo campione FR-S*

Lo schema statico utilizzato, in accordo con quanto studiato da J.Weng et al., 2016, è riportato in Figura 3.7

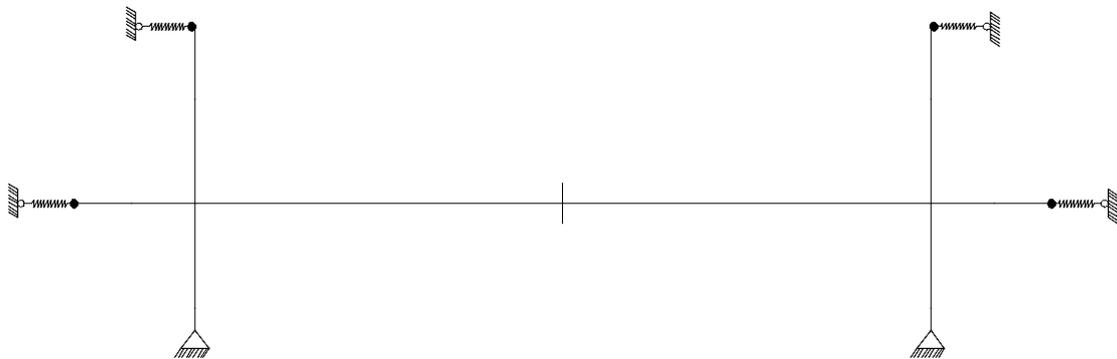


Figura 3.7: *Schema statico campione FR-S*

La discretizzazione degli elementi tiene conto di cambi di sezione (si sono individuate quattro sezioni) ed inoltre nelle vicinanze del vincolo è stata effettuata una divisione degli elementi secondo uno schema:  $h/2 - h - 3h/2$  per cogliere al meglio le variazioni di curvatura. Nella sezione *ALLEGATI* si riportano gli script per l'implementazione del modello in OpenSees.

Per simulare il diverso confinamento dovuto ai dettagli sismici rispetto al campione precedente, le caratteristiche del materiale sono richiamate in Tabella 3.5.

<b>UniaxialMaterial Concrete02</b>							
		non confinato	Confinato Sez. C-C	Confinato Sez. A-A	Confinato Sez. B-B	Confinato Sez. D-D	
<i>Concrete compressive strength at 28 days</i>	<b>\$fpc</b>	-30	-35.18	-33.65	-32.8	-35.8	[MPa]
<i>Concrete strain at maximum strength</i>	<b>\$epsc0</b>	-0.004	-0.004	-0.004	-0.004	-0.004	[-]
<i>Concrete crushing strength</i>	<b>\$fpcu</b>	-10	-10	-10	-10	-10	[MPa]
<i>Concrete strain at crushing strength</i>	<b>\$epscU</b>	-0.03	-0.02	-0.018	-0.015	-0.03	[-]
<i>Ratio between unloading slope at epscu and initial slope</i>	<b>\$lambda</b>	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	[-]
<i>Tensile strength</i>	<b>\$ft</b>	2	2	2	2	2	[MPa]
<i>Tension softening stiffness (slope of the linear tension softening branch)</i>	<b>\$Et</b>	1500	1500	1500	1500	1500	[MPa]

(a)

<b>UniaxialMaterial Hysteretic</b>			
<i>Stress at first point of the envelope in the positive direction</i>	<b>\$s1p</b>	505	[MPa]
<i>Strain at first point of the envelope in the positive direction</i>	<b>\$e1p</b>	0.002	[-]
<i>Stress at second point of the envelope in the positive direction</i>	<b>\$s2p</b>	605	[MPa]
<i>Strain at second point of the envelope in the positive direction</i>	<b>\$e2p</b>	0.14	[-]
<i>Stress at third point of the envelope in the positive direction</i>	<b>\$s3p</b>	20	[MPa]
<i>Strain at third point of the envelope in the positive direction</i>	<b>\$e3p</b>	0.161	[-]
<i>Stress at first point of the envelope in the negative direction</i>	<b>\$s1n</b>	-505	[MPa]
<i>Strain at first point of the envelope in the negative direction</i>	<b>\$e1n</b>	-0.002	[-]
<i>Stress at second point of the envelope in the negative direction</i>	<b>\$s2n</b>	-304.6	[MPa]
<i>Strain at second point of the envelope in the negative direction</i>	<b>\$e2n</b>	-0.07	[-]
<i>Stress at third point of the envelope in the negative direction</i>	<b>\$s3n</b>	-101	[MPa]
<i>Strain at third point of the envelope in the negative direction</i>	<b>\$e3n</b>	-0.2	[-]
<i>Pinching factor for strain (or deformation) during reloading</i>	<b>\$pinchx</b>	1	[-]
<i>Pinching factor for stress (or force) during reloading</i>	<b>\$pinchy</b>	1	[-]
<i>Damage due to ductility</i>	<b>\$damage1</b>	0	[-]
<i>Damage due to energy</i>	<b>\$damage2</b>	0	[-]

(b)

Tabella 3.5: Parametri campione FR-S

I vincoli elastici sono stati modellati con il comando *Hysteretic* associando il materiale a ciascun elemento *zerolengthSection*.

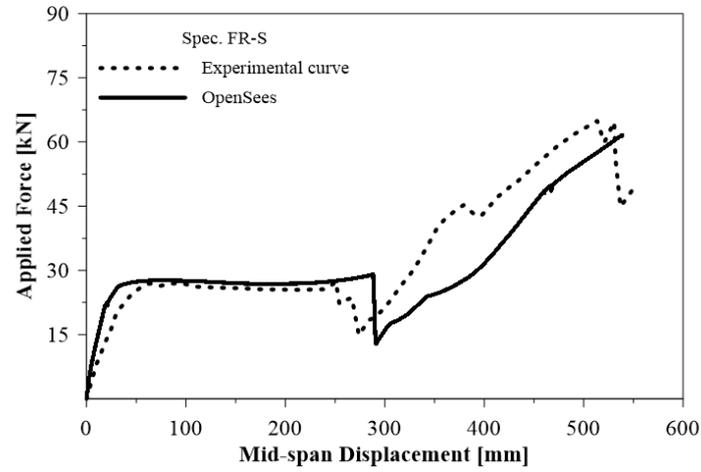
I valori riportati nel codice di calcolo sono riassunti in Tabella 3.6.

Nodi	<b>88</b>	<b>81</b>	<b>82</b>	<b>87</b>	
<b>\$s1p</b>	0.332	0.179	0.069	0.449	[MPa]
<b>\$e1p</b>	2.2	4.5	7.8	3.9	[–]
<b>\$s2p</b>	5.046	11.834	88.308	1.768	[MPa]
<b>\$e2p</b>	4.4	9.0	15.6	7.8	[–]
<b>\$s3p</b>	119.718	143.317	654.386	24.435	[MPa]
<b>\$e3p</b>	104.4	109.0	115.6	107.8	[–]
<b>\$s1n</b>	-0.332	-0.179	-0.069	-0.449	[MPa]
<b>\$e1n</b>	-2.2	-4.5	-7.8	-3.9	[–]
<b>\$s2n</b>	-5.046	-11.834	-88.308	-1.768	[MPa]
<b>\$e2n</b>	-4.4	-9.0	-15.6	-7.8	[–]
<b>\$s3n</b>	-119.718	-143.317	-654.386	-24.435	[MPa]
<b>\$e3n</b>	-104.4	-109.0	-115.6	-107.8	[–]
<b>\$pinchx</b>	1	1	1	1	[–]
<b>\$pinchy</b>	1	1	1	1	[–]
<b>\$damage1</b>	0	0	0	0	[–]
<b>\$damage2</b>	0	0	0	0	[–]

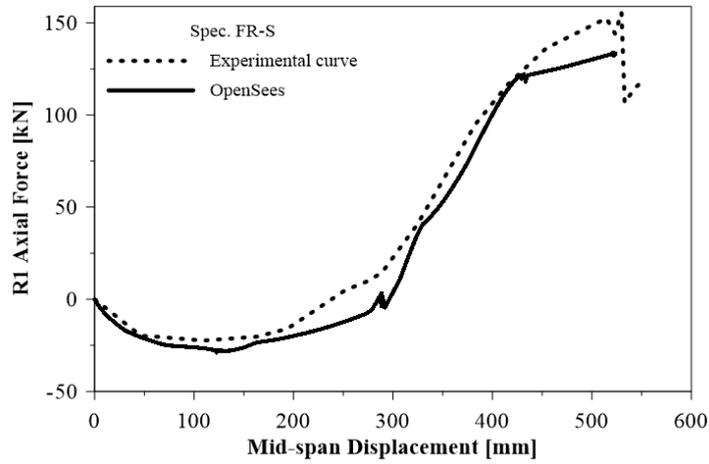
Tabella 3.6: *Parametri vincoli elastici campione FR-S*

È possibile visualizzare lo script del modello implementato con il software OpenSees nella sezione *ALLEGATI*.

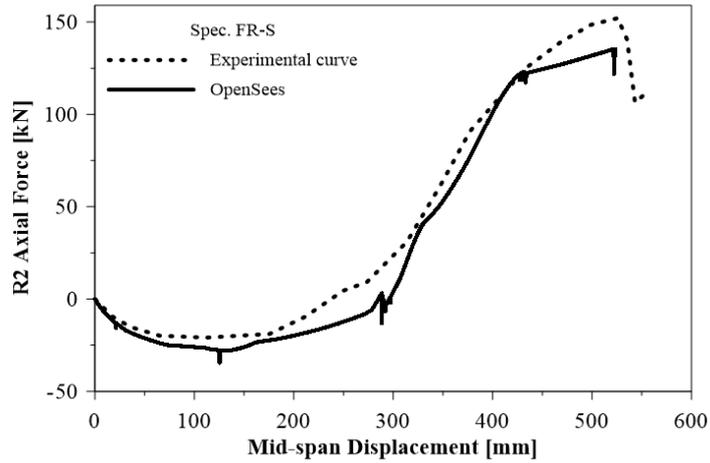
Di seguito si riportano i risultati di taratura del modello proposto a partire dai risultati ottenuti e riportati dallo studio di J.Weng et al., 2016. Dal confronto delle curve si evince una buona affidabilità del modello proposto, in quanto in tutti i casi ci si avvicina al risultato sperimentale.



(a)



(b) *Elemento 3*



(c) *Elemento 13*

Figura 3.8: Confronto Campione FR-S di J. Weng et al., 2016

### 3.1.3 Modellazione in OpenSees: specimen PR

Il campione *PR* è caratterizzato dalla geometria rappresentata in Figura 3.9.[16]

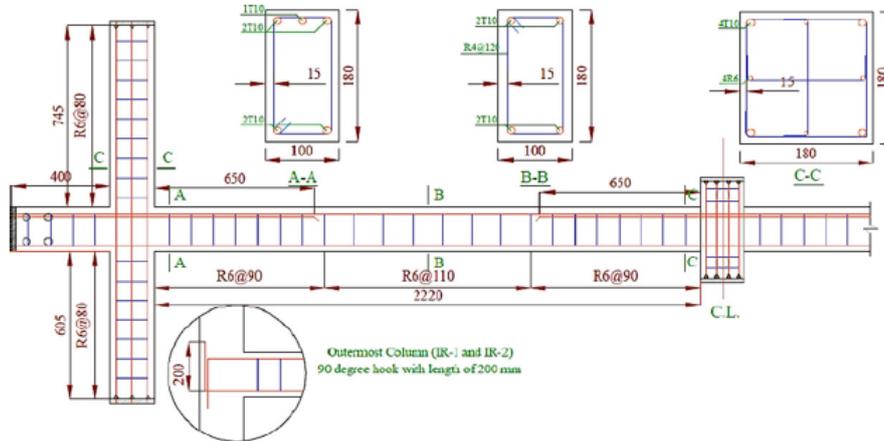


Figura 3.9: *Dettaglio costruttivo campione PR*

La differenza rispetto al campione FR la si può notare dallo schema statico utilizzato, il quale, in accordo con quanto studiato da J.Weng et al., 2016, è riportato in Figura 3.10

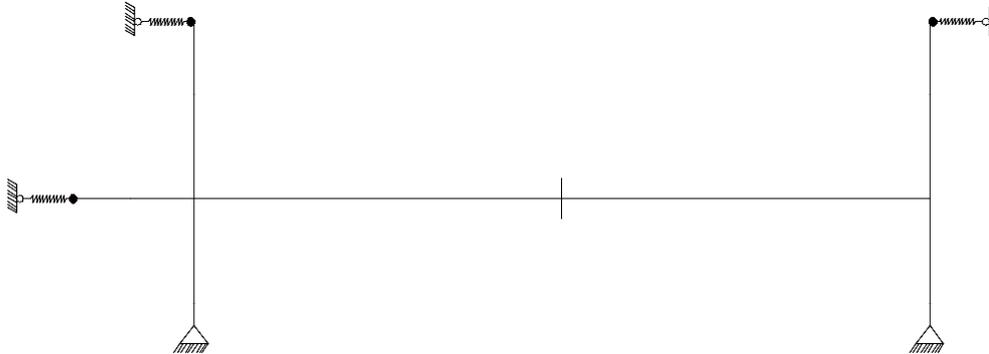


Figura 3.10: *Schema statico campione PR*

La discretizzazione degli elementi tiene conto di cambi di sezione (si sono individuate tre sezioni) ed inoltre nelle vicinanze del vincolo è stata effettuata una divisione degli elementi secondo uno schema:  $h/2 - h - 3h/2$  per cogliere al meglio le variazioni di curvatura. Nella sezione *ALLEGATI* si riportano gli script per l'implementazione del modello in OpenSees.

Per questo campione le caratteristiche del materiale sono richiamate in Tabella 3.7.

<b>UniaxialMaterial Concrete02</b>						
		non confinato	Confinato Sez. C-C	Confinato Sez. A-A	Confinato Sez. B-B	
<i>Concrete compressive strength at 28 days</i>	<b>\$fpc</b>	-30	-35.18	-33.65	-32.8	[MPa]
<i>Concrete strain at maximum strength</i>	<b>\$epsc0</b>	-0.004	-0.004	-0.004	-0.004	[-]
<i>Concrete crushing strength</i>	<b>\$fpcu</b>	-12	-12	-12	-12	[MPa]
<i>Concrete strain at crushing strength</i>	<b>\$epscU</b>	-0.03	-0.02	-0.018	-0.015	[-]
<i>Ratio between unloading slope at epscu and initial slope</i>	<b>\$lambda</b>	0.1	0.1	0.1	0.1	[-]
<i>Tensile strength</i>	<b>\$ft</b>	2	2	2	2	[MPa]
<i>Tension softening stiffness (slope of the linear tension softening branch)</i>	<b>\$Et</b>	1500	1500	1500	1500	[MPa]

(a)

<b>UniaxialMaterial Hysteretic</b>			
<i>Stress at first point of the envelope in the positive direction</i>	<b>\$s1p</b>	505	[MPa]
<i>Strain at first point of the envelope in the positive direction</i>	<b>\$e1p</b>	0.002	[-]
<i>Stress at second point of the envelope in the positive direction</i>	<b>\$s2p</b>	605	[MPa]
<i>Strain at second point of the envelope in the positive direction</i>	<b>\$e2p</b>	0.14	[-]
<i>Stress at third point of the envelope in the positive direction</i>	<b>\$s3p</b>	20	[MPa]
<i>Strain at third point of the envelope in the positive direction</i>	<b>\$e3p</b>	0.161	[-]
<i>Stress at first point of the envelope in the negative direction</i>	<b>\$s1n</b>	-505	[MPa]
<i>Strain at first point of the envelope in the negative direction</i>	<b>\$e1n</b>	-0.002	[-]
<i>Stress at second point of the envelope in the negative direction</i>	<b>\$s2n</b>	-304.6	[MPa]
<i>Strain at second point of the envelope in the negative direction</i>	<b>\$e2n</b>	-0.07	[-]
<i>Stress at third point of the envelope in the negative direction</i>	<b>\$s3n</b>	-101	[MPa]
<i>Strain at third point of the envelope in the negative direction</i>	<b>\$e3n</b>	-0.2	[-]
<i>Pinching factor for strain (or deformation) during reloading</i>	<b>\$pinchx</b>	1	[-]
<i>Pinching factor for stress (or force) during reloading</i>	<b>\$pinchy</b>	1	[-]
<i>Damage due to ductility</i>	<b>\$damage1</b>	0	[-]
<i>Damage due to energy</i>	<b>\$damage2</b>	0	[-]

(b)

Tabella 3.7: Parametri campione PR

I vincoli elastici sono stati modellati con il comando *Hysteretic* associando il materiale a ciascun elemento *zerolengthSection*.

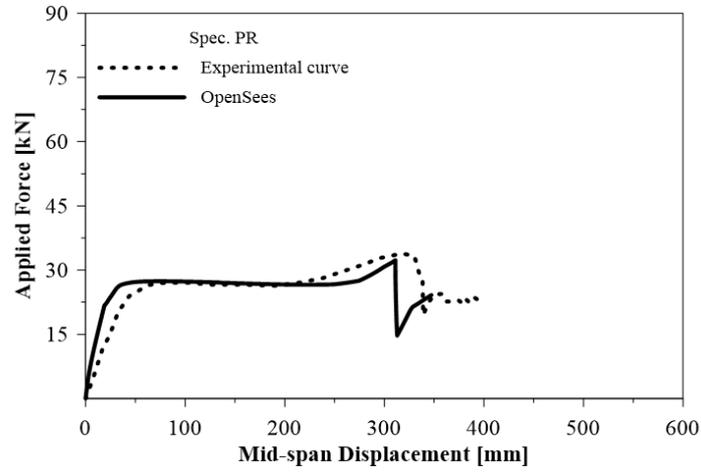
I valori riportati nel codice di calcolo sono riassunti in Tabella 3.8.

Nodi	<b>88</b>	<b>81</b>	<b>82</b>	
<b>\$s1p</b>	0.085	0.042	0.069	[MPa]
<b>\$e1p</b>	2.4	3.1	3.7	[–]
<b>\$s2p</b>	4.895	9.533	4.344	[MPa]
<b>\$e2p</b>	4.8	6.2	7.4	[–]
<b>\$s3p</b>	106.867	163.294	63.044	[MPa]
<b>\$e3p</b>	104.8	106.2	107.4	[–]
<b>\$s1n</b>	-0.085	-0.042	-0.069	[MPa]
<b>\$e1n</b>	-2.4	-3.1	-3.7	[–]
<b>\$s2n</b>	-4.895	-9.533	-4.344	[MPa]
<b>\$e2n</b>	-4.8	-6.2	-7.4	[–]
<b>\$s3n</b>	-106.867	-163.294	-63.044	[MPa]
<b>\$e3n</b>	-104.8	-106.2	-107.4	[–]
<b>\$pinchx</b>	1	1	1	[–]
<b>\$pinchy</b>	1	1	1	[–]
<b>\$damage1</b>	0	0	0	[–]
<b>\$damage2</b>	0	0	0	[–]

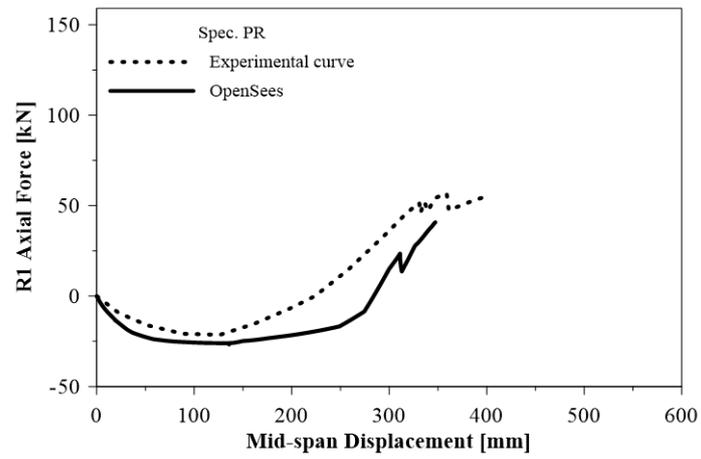
Tabella 3.8: *Parametri vincoli elastici campione PR*

È possibile visualizzare lo script del modello implementato con il software OpenSees nella sezione *ALLEGATI*.

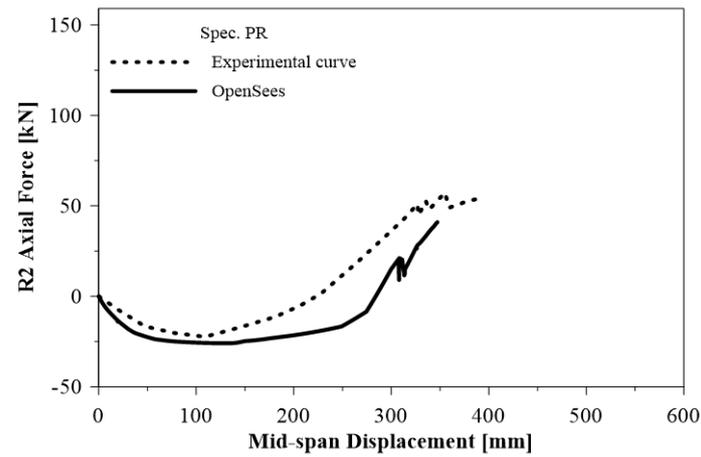
Di seguito si riportano i risultati di taratura del modello proposto a partire dai risultati ottenuti e riportati dallo studio di J.Weng et al., 2016. Dal confronto delle curve si evince una buona affidabilità del modello proposto, in quanto in tutti i casi ci si avvicina al risultato sperimentale.



(a)



(b) *Elemento 3*



(c) *Elemento 13*

Figura 3.11: *Confronto Campione PR di J.Weng et al., 2016*

In generale, è possibile trovare un buon accordo tra tutti i risultati ottenuti, in termini di resistenza di picco dei telai di prova sia nelle fasi di flessione che in quelle di catenaria. Si dimostra dunque la validità dei criteri di modellazione proposti in questa tesi.

Il confronto parallelo dello sforzo normale durante il processo di carico permette di osservare chiaramente la transizione dal meccanismo ad arco compresso (forza assiale di compressione) al meccanismo a catenaria (forza assiale di trazione). Per piccoli spostamenti, mentre il centro della trave si sposta verso il basso, le estremità tentano di spingere le due colonne verso l'esterno. Ciò è stato impedito dai vincoli orizzontali posti sul lato delle colonne che in cambio generano delle forze di compressione assiali nella trave stessa. Dopo aver raggiunto la capacità flessionale massima, si verifica un ulteriore schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza delle cerniere plastiche che riduce il contributo della flessione.

Lo schiacciamento del calcestruzzo e la rottura delle armature inferiori permettono alla trave di ruotare ulteriormente e tirare verso l'interno le colonne. Il contributo della catenaria risulta dominante fino a quando il collasso avviene per la rottura delle armature superiori.

Come mostrato nelle Figure 3.5 e 3.8, la prima improvvisa caduta della forza applicata per i campioni FR e FR-S è stata causata dalla frattura delle barre di acciaio inferiori a metà campata. Tali occorrenze causano solo una piccola deviazione tra i modelli numerici e quelli effettivi. La seconda caduta nella curva forza-spostamento si trova in corrispondenza della rottura delle barre superiori, in mezzeria per il campione FR, in corrispondenza dell'incastro per il campione FR-S. Tuttavia, la frattura della barra di armatura di entrambi i casi implica l'eventuale collasso della struttura dovuto alla tensione assiale nella fase di azione della catenaria.

Il comportamento del campione PR con un contenimento orizzontale inferiore è diverso da FR e FR-S. L'azione catenaria non potrebbe svilupparsi ulteriormente dopo la frattura delle barre di armatura longitudinali inferiori di metà campata.

Quindi si può concludere che il modello numerico può fornire buoni input per la convalida delle considerazioni successive di questa tesi.

## 3.2 Specimens NIST-TN 1720

Lo studio condotto dal National Institute of Standard and Technology e dal Purdue University (West Lafayette, Indiana) rappresenta uno studio numerico sperimentale di un sistema composto da trave e tre colonne in cemento armato.[15] Il blocco trave-colonna rappresenta una porzione del telaio strutturale che compone un edificio di cemento armato di dieci piani (Intermediate Moment Frame: IMF). Lo studio è volto a mitigare il collasso strutturale sproporzionato. Il prototipo costruito su scala reale è stato sottoposto a spostamento verticale monotono crescente della colonna centrale per simulare il caso di rimozione di una colonna. Il test si è concluso quando si è sviluppato il meccanismo di collasso ultimo. Sono state misurate le caratteristiche di risposta del campione tra cui gli spostamenti verticali e orizzontali in posizioni specifiche, rotazioni alle estremità della trave e deformazioni nelle barre d'armatura in varie posizioni. Il collasso è stato caratterizzato dallo schiacciamento del calcestruzzo nella parte superiore della trave vicino alla colonna centrale, dallo sviluppo delle principali fessure di flessione, e dalla frattura delle barre di rinforzo longitudinali inferiori della trave in corrispondenza della colonna centrale.



Figura 3.12: *Specimen IMF*

Le analisi numeriche del blocco trave-colonna sono state effettuate utilizzando diverse modellazioni che hanno fornito informazioni dettagliate sul comportamento generale e sulle modalità di collasso della trave. È stato osservato un buon accordo tra i risultati sperimentali e numerici.

Le analisi confermano che dopo lo scenario di rimozione della colonna si giunge al carico finale attraverso l'azione di catenaria, in cui si sviluppa una tensione assiale nella trave. L'aumento della forza di trazione è limitato dalla resistenza a frattura del rinforzo longitudinale della trave.

Tutte le travi e le colonne sono state progettate con calcestruzzo avente una resistenza nominale alla compressione di 27,6 Mpa, con barre di rinforzo ASTM

A706-Grade 60 con una resistenza minima allo snervamento di 413.7 MPa. Le tabelle di seguito (Tabella 3.9, Tabella 3.10) mostrano la resistenza media a compressione e trazione del calcestruzzo e le proprietà meccaniche delle barre di armatura utilizzate per il test.

Compressive Strength $f'_c$ [MPa]	Tensile Strength $f'_t$ [MPa]
32	3.1

Tabella 3.9: *Tensione media di compressione e trazione del calcestruzzo del blocco trave-colonna. Spec. IMF*

Bar Size	Diameter [mm]	Yield Strength $f_y$ [MPa]	Ultimate Strength $f_u$ [MPa]	Rupture Strain [%]
<b>A</b>	#8	25.40	476	21
<b>B</b>	#9	28.65	462	18
<b>C</b>	#9	28.65	483	17
<b>D</b>	#4	12.70	524	14

Tabella 3.10: *Proprietà meccaniche dell'armatura. Spec. IMF*

Come mostrato in Figura 3.13 tutte le barre longitudinali della trave sono state ancorate ai giunti esterni del blocco trave-colonna mediante ancoraggio meccanico per simulare la continuità delle barre longitudinali nel telaio reale. Le basi delle colonne sono state progettate per simulare dei vincoli rigidi. La parte superiore delle colonne è trattenuta da un dispositivo a due rulli che ne impedisce lo spostamento orizzontale mentre sono consentiti gli altri gradi di libertà.

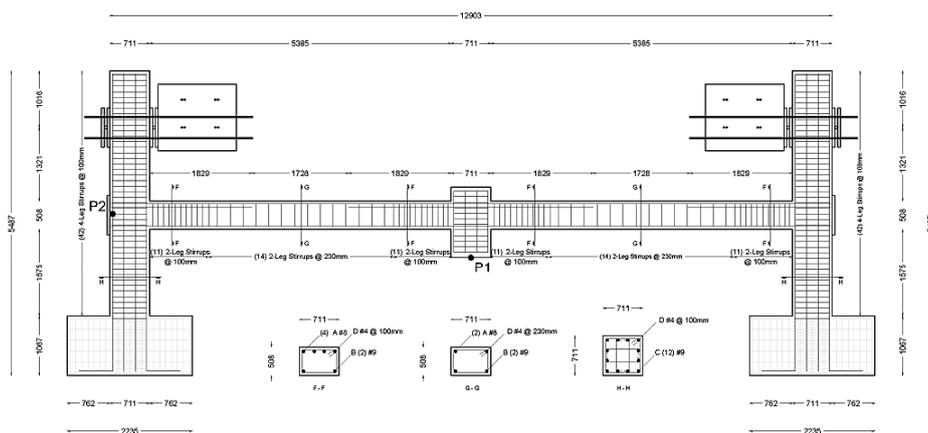


Figura 3.13: *Modello sperimentale IMF*

Per applicare il carico alla colonna centrale sono stati utilizzati quattro martinetti idraulici da 534 kN posti al di sotto del pavimento del laboratorio; il carico è stato trasferito al campione utilizzando quattro aste post-tensionate ancorate a una piastra di acciaio che ha trasferito il carico nella parte superiore della colonna. Il test è stato eseguito sotto controllo di spostamento con una velocità di circa 25 mm/min. Il movimento fuori dal piano dell'intero blocco è stato bloccato da quattro guide in acciaio fissate al pavimento.

### 3.2.1 Modellazione in OpenSees: specimen IMF

Il modello sperimentale proposto dal NIST risulta essere un ulteriore esempio per la validazione del modello proposto in questa tesi, pertanto si è associato il modello numerico sviluppato in OpenSees.

Lo schema statico utilizzato è riportato in Figura 3.14.

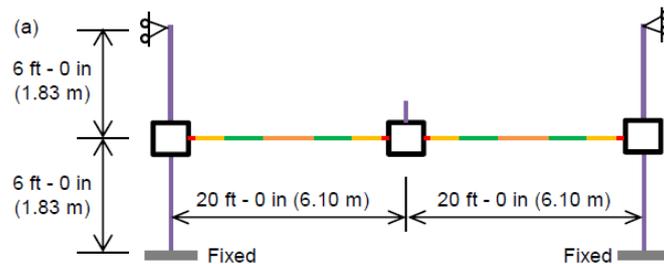


Figura 3.14: *Schema statico del modello sperimentale IMF*

La discretizzazione degli elementi tiene conto di cambi di sezione (si sono individuate tre sezioni) ed inoltre nelle vicinanze del vincolo è stata effettuata una divisione degli elementi secondo uno schema:  $h/2 - h - 3h/2$  per cogliere al meglio le variazioni di curvatura. Infatti, una integrazione della sezione trasversale lungo lo sviluppo della trave condotta con un passo molto ampio compromette la risposta del materiale, tuttavia un passo molto piccolo causa una risposta del materiale non oggettiva e un'inefficienza computazionale.

A differenza dei campioni proposti nello studio J.Weng et al., 2016, tutti i vincoli di questo modello sono rigidi. Nella sezione *ALLEGATI* si riportano le informazioni più generali e lo script per l'implementazione del modello in OpenSees.

Per questo campione le caratteristiche del materiale sono richiamate in Tabella (a)(b) 3.11. Di seguito, si riportano i risultati di taratura del modello proposto a partire dai risultati ottenuti e riportati dallo studio proposto dal NIST-TN 1720, 2011.

<b>UniaxialMaterial Concrete02</b>						
		non confinato	Confinato Sez. H-H	Confinato Sez. F-F	Confinato Sez. G-G	
Concrete compressive strength at 28 days	<b>\$fpc</b>	-32	-45.14	-39.71	-32.68	[MPa]
Concrete strain at maximum strength	<b>\$epsc0</b>	-0.004	-0.009	-0.007	-0.004	[-]
Concrete crushing strength	<b>\$fpcu</b>	-12	-35	-35	-30	[MPa]
Concrete strain at crushing strength	<b>\$epscU</b>	-0.03	-0.04	-0.04	-0.04	[-]
Ratio between unloading slope at epscu and initial slope	<b>\$lambda</b>	0.5	0.5	0.5	0.5	[-]
Tensile strength	<b>\$ft</b>	3.1	3.1	3.1	3.1	[MPa]
Tension softening stiffness (slope of the linear tension softening branch)	<b>\$Et</b>	2000	2000	2000	2000	[MPa]

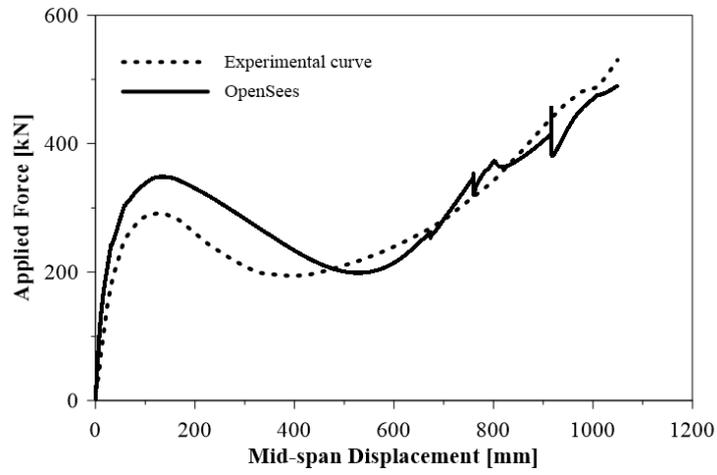
(a)

<b>UniaxialMaterial Hysteretic</b>		A	B	C	
Stress at first point of the envelope in the positive direction	<b>\$s1p</b>	476	462	483	[MPa]
Strain at first point of the envelope in the positive direction	<b>\$e1p</b>	0.002	0.002	0.002	[-]
Stress at second point of the envelope in the positive direction	<b>\$s2p</b>	648	641	690	[MPa]
Strain at second point of the envelope in the positive direction	<b>\$e2p</b>	0.25	0.25	0.25	[-]
Stress at third point of the envelope in the positive direction	<b>\$s3p</b>	20	20	20	[MPa]
Strain at third point of the envelope in the positive direction	<b>\$e3p</b>	0.29	0.29	0.29	[-]
Stress at first point of the envelope in the negative direction	<b>\$s1n</b>	-476	-462	-483	[MPa]
Strain at first point of the envelope in the negative direction	<b>\$e1n</b>	-0.002	-0.002	-0.002	[-]
Stress at second point of the envelope in the negative direction	<b>\$s2n</b>	-345	-358	-371	[MPa]
Strain at second point of the envelope in the negative direction	<b>\$e2n</b>	-0.14	-0.15	-0.15	[-]
Stress at third point of the envelope in the negative direction	<b>\$s3n</b>	-95.2	-92.4	-96.6	[MPa]
Strain at third point of the envelope in the negative direction	<b>\$e3n</b>	-0.19	-0.2	-0.2	[-]
Pinching factor for strain (or deformation) during reloading	<b>\$pinchx</b>	1	1	1	[-]
Pinching factor for stress (or force) during reloading	<b>\$pinchy</b>	1	1	1	[-]
Damage due to ductility	<b>\$damage1</b>	0	0	0	[-]
Damage due to energy	<b>\$damage2</b>	0	0	0	[-]

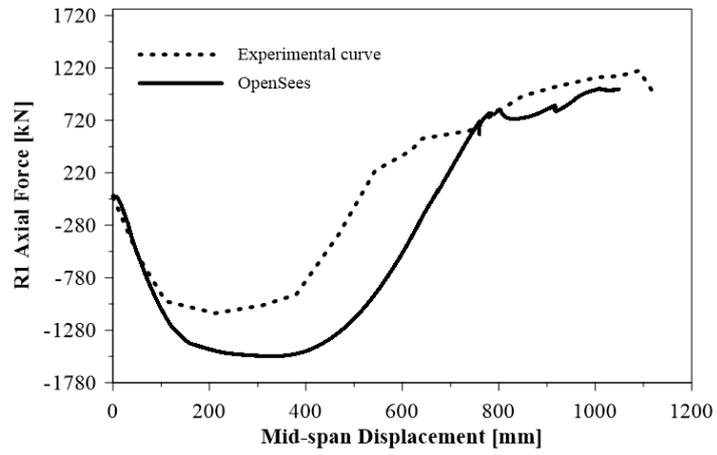
(b)

Tabella 3.11: Parametri materiali campione IMF

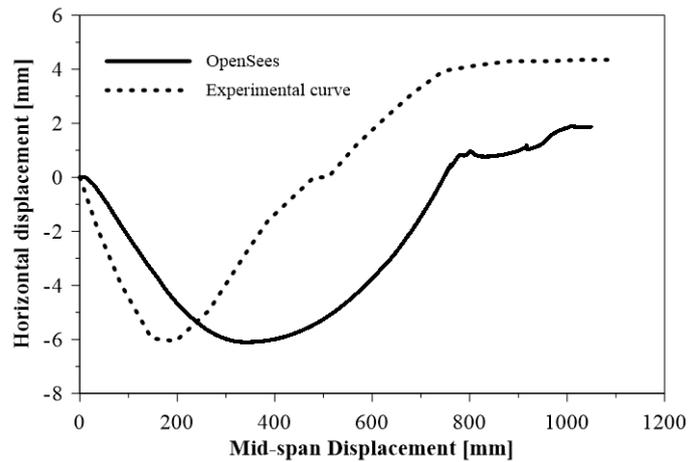
Dal confronto con la Tabella 3.10 si può notare che la deformazione ultima dell'acciaio utilizzata nel modello implementato con OpenSees è maggiore di quella dichiarata nel report del NIST-TN 1720. Iterativamente in fase di taratura, sulla base del modello sperimentale, si è ritenuto veritiera una deformazione ultima pari a 0,25 ed è stata assegnata a tutte le tipologie di armatura longitudinale poichè nel report.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.15: Confronto Campione IMF, NIST-TN 1720, 2011

I parametri considerati sono: la forza applicata, lo spostamento verticale della colonna centrale (punto P1 mostrato in Figura 3.13) e lo spostamento orizzontale dell'estremità sinistra della trave (punto P2 mostrato in Figura 3.13). Nella prima fase, fino al raggiungimento del picco di flessione, il comportamento può essere considerato elastico, con una variazione negativa dello spostamento orizzontale del punto P2. Ciò significa che la trave è soggetta ad una forza assiale di compressione. La compressione è dovuta al cracking che provoca un aumento della lunghezza della trave la quale è parzialmente impedito dalla presenza delle colonne. Successivamente si può notare una perdita di resistenza dovuta alla presenza di momento flettente negativo per le colonne laterali e momento positivo per la colonna centrale.

Il comportamento post-picco, dopo una prima fase di perdita di resistenza, è caratterizzato da una seconda fase di aumento della forza applicata. Questo accade a causa dell'insorgere del meccanismo a catenaria, confermato dallo spostamento orizzontale negativo (e quindi diretto verso l'esterno) per poi diventare positivo (e quindi diretto verso l'interno) all'inizio dell'effetto catenaria. Dall'analisi di questa parte di curva si evince che, per i successivi spostamenti verticali, inizialmente il carico diminuisce fino a quando lo spostamento orizzontale del punto P2 diventa 0 e la compressione della trave diminuisce progressivamente, quindi quando lo spostamento diventa positivo, la forza assiale della trave è di trazione e il carico applicato ritorna ad aumentare. In questa fase c'è il passaggio da un comportamento a puntone ad un comportamento a tirante, fino al massimo spostamento sperimentale di circa 1,10 m. [4]

Lo scopo di questo paragrafo è confrontare i risultati numerici di uno studio computazionale di un sistema trave-colonna in cemento armato, con quelli sperimentali provenienti da un test su scala reale e valutare la capacità del modello proposto in questa tesi di simulare il comportamento strutturale del telaio. Il modello proposto è in grado di riprodurre adeguatamente il comportamento strutturale complessivo. Si evince una sovrastima della resistenza alla flessione del 18%. Questa è funzione delle diverse leggi costitutive e dei livelli di confinamento considerato, nonché delle assunzioni semplificative adottate. Nonostante ciò, si riesce ad approssimare in modo soddisfacente il comportamento strutturale nella fase finale dal punto di vista della forza applicata in relazione allo spostamento verticale della sezione di mezzeria.

### 3.3 Specimen Yu J, Tan KH, 2013

Le assunzioni espresse per la validazione del modello utilizzando il software OpenSees sono state applicate anche su un modello che riprende uno dei provini sottoposti a test sperimentali di Yu J, Tan KH, 2013. [19] In particolare, in questo studio viene proposto un modello ad elementi finiti basato su una serie di prove di laboratorio condotte su un sotto-assemblaggio di due travi unite tramite un tronco di colonna, estratto da un telaio tridimensionale. L'obiettivo è quello di determinarne il comportamento in caso di collasso progressivo dovuto alla rimozione di una colonna in presenza di azioni accidentali. Ciò che è stato osservato a partire dalle prove sperimentali conferma la formazione del meccanismo a catenaria che impedisce il collasso totale della trave. Le prove di laboratorio su cui si basa il modello ad elementi finiti di cui sopra sono state condotte alla Nanyang Technological University nel 2010. In particolare le prove sono state effettuate su 8 campioni, in cui sono state variate le dimensioni complessive e la quantità di armatura longitudinale.

#### 3.3.1 Modellazione in OpenSees: specimen S3

Il modello sperimentale proposto dal Yu J. et al. risulta essere un ulteriore esempio per la validazione del modello proposto in questa tesi, pertanto si è associato il modello numerico sviluppato in OpenSees.

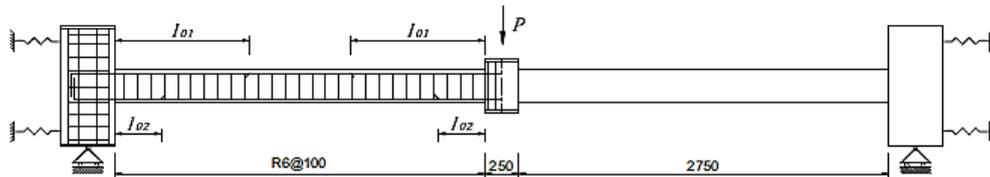


Figura 3.16: *Schema statico del modello sperimentale S3*

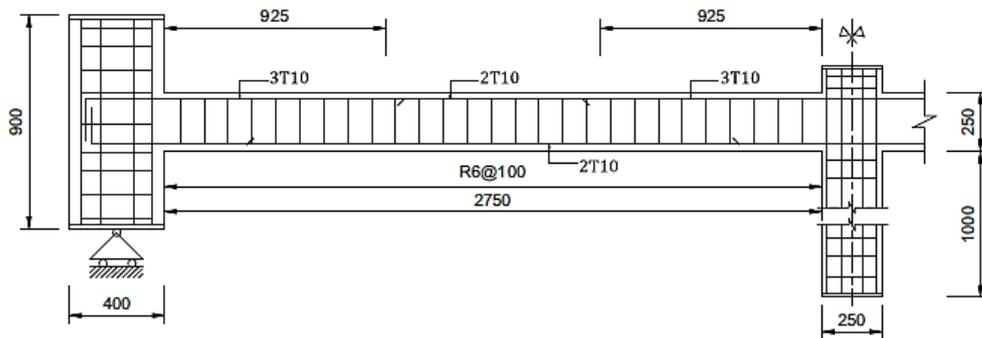


Figura 3.17: *Dettaglio costruttivo campione S3*

Lo schema statico utilizzato è riportato in Figura 3.16. Nello specifico la disposizione delle armature è riportata in Figura 3.17. Lo schema statico adottato per il campione in questione segue quello indicato per il modello sperimentale presentato all'interno dell'articolo. Di conseguenza si hanno alle due estremità della trave, in corrispondenza dei due tronchi di colonna esterni, due carrelli ad asse verticale, che impediscono quindi lo spostamento in direzione verticale, ma permettono quello in direzione orizzontale.

Per quanto riguarda, invece, i vincoli laterali a molla, essi sono stati modellati in OpenSees attraverso degli elementi "truss" a comportamento elastico, ai quali viene attribuito un modulo elastico alto, confrontabile con quello dell'acciaio. È stato adottato questo tipo di vincolo in seguito all'osservazione del fatto che una modellazione più accurata dei vincoli a molla portava a risultati fuorvianti, di conseguenza si è scelto di semplificare il problema.

Le due travi ed i tronchi di colonna sono stati discretizzati tenendo conto del cambio di sezione e del cambio del passo delle staffe. Inoltre, nell'intorno del nodo trave colonna, è stata adottata una discretizzazione più fitta al fine di cogliere in maniera adeguate i gradienti di deformazione, posizionando altri tre nodi alle distanze pari a  $h/2 - h - 3h/2$  a partire dal bordo della colonna, dove  $h$  rappresenta l'altezza della trave. Per tutti gli elementi che compongono la struttura sono stati utilizzati elementi *dispBeamColumn*, senza considerare, all'incrocio tra trave e colonna alcun elemento rigido, in quanto è stato osservato che la loro presenza restituiva risultati non del tutto soddisfacenti.

Di seguito si riportano le informazioni più generali per l'implementazione del modello in OpenSees. In particolare il calcestruzzo risulta essere differente nelle travi e nelle colonne a causa della differente armatura e del differente confinamento. Per l'acciaio invece viene indicato il comportamento in trazione e in compressione, quest'ultimo in base al modello di Dhakal e Meekawa. Tabella (a) (b) 3.12

<b>UniaxialMaterial Concrete02</b>					
		non confinato	Confinato Travi	Confinato Colonne	
Concrete compressive strength at 28 days	<b>\$fpc</b>	-39.15	-42.73	-42.85	[MPa]
Concrete strain at maximum strength	<b>\$epsc0</b>	-0.004	-0.00316	-0.00316	[-]
Concrete crushing strength	<b>\$fpcu</b>	-10.25	-10.05	-10.97	[MPa]
Concrete strain at crushing strength	<b>\$epscU</b>	-0.01	-0.01	-0.01	[-]
Ratio between unloading slope at epscu and initial slope	<b>\$lambda</b>	0.1	0.1	0.1	[-]
Tensile strength	<b>\$ft</b>	2	2	2	[MPa]
Tension softening stiffness (slope of the linear tension softening branch)	<b>\$Et</b>	1500	1500	1500	[MPa]

(a)

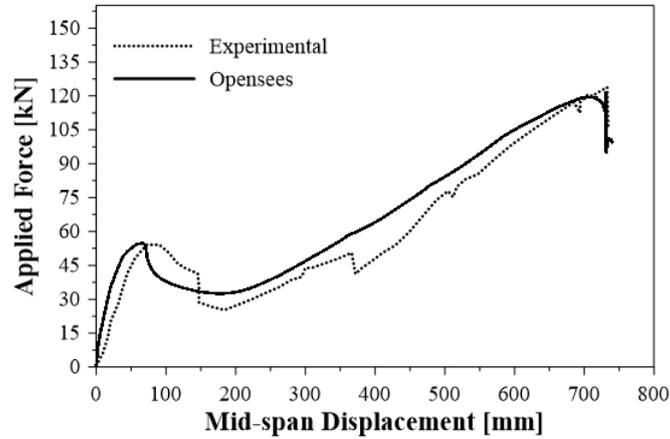
<b>UniaxialMaterial Hysteretic</b>		diam. 10	diam. 13	
Stress at first point of the envelope in the positive direction	<b>\$s1p</b>	511	494	[MPa]
Strain at first point of the envelope in the positive direction	<b>\$e1p</b>	0.00243	0.00235	[-]
Stress at second point of the envelope in the positive direction	<b>\$s2p</b>	622	593	[MPa]
Strain at second point of the envelope in the positive direction	<b>\$e2p</b>	0.20	0.20	[-]
Stress at third point of the envelope in the positive direction	<b>\$s3p</b>	20	20	[MPa]
Strain at third point of the envelope in the positive direction	<b>\$e3p</b>	0.601	0.601	[-]
Stress at first point of the envelope in the negative direction	<b>\$s1n</b>	-511	-494	[MPa]
Strain at first point of the envelope in the negative direction	<b>\$e1n</b>	-0.00243	-0.00235	[-]
Stress at second point of the envelope in the negative direction	<b>\$s2n</b>	-94.10	-164.77	[MPa]
Strain at second point of the envelope in the negative direction	<b>\$e2n</b>	-0.02	-0.04	[-]
Stress at third point of the envelope in the negative direction	<b>\$s3n</b>	-102.2	-98.8	[MPa]
Strain at third point of the envelope in the negative direction	<b>\$e3n</b>	-0.05	-0.07	[-]
Pinching factor for strain (or deformation) during reloading	<b>\$pinchx</b>	1	1	[-]
Pinching factor for stress (or force) during reloading	<b>\$pinchy</b>	1	1	[-]
Damage due to ductility	<b>\$damage1</b>	0	0	[-]
Damage due to energy	<b>\$damage2</b>	0	0	[-]

(b)

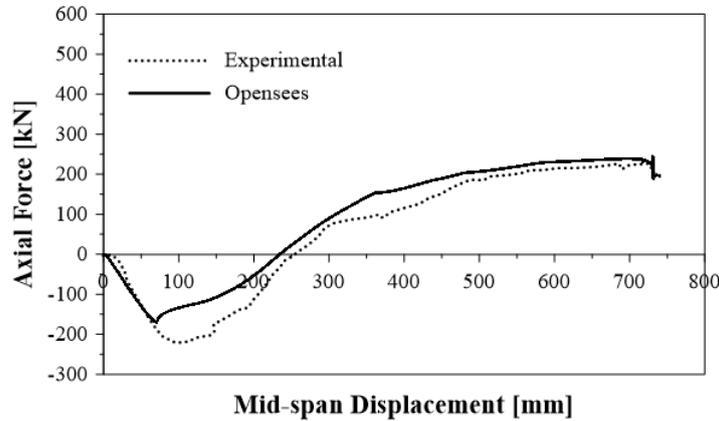
Tabella 3.12: Parametri materiali campione S3

È possibile visualizzare lo script del modello implementato con il software OpenSees nella sezione *ALLEGATI*.

Di seguito si riportano i risultati di taratura del modello proposto a partire dai risultati ottenuti e riportati dallo studio proposto dal Yu J. et al., 2013.



(a)



(b)

Figura 3.18: *Confronto Campione S3, Yu J.et al., 2013*

In particolare, può essere fatto un confronto tra la curva pushdown sperimentale e quella numerica ottenuta con Opensees, osservando come il modello abbia restituito risultati soddisfacenti, ma non perfetti, dovuti al fatto che in un modello numerico risulta difficile tenere conto di tutte le non linearità del problema (Figura 3.18). Nei grafici si possono osservare la curva di capacità, l'andamento dello sforzo normale nella trave, lo spostamento orizzontale dei nodi vincolati mediante i carrelli e la curvatura delle sezioni della trave all'aumentare dello spostamento verticale nella mezzera della trave.

### 3.4 Specimen Kai Qian, 2017

All'interno dell'articolo "Effects of Masonry Infill Wall on the Performance of RC Frames to Resist Progressive Collapse" di Kai Qian, M.ASCE1; and Bing Li, M.ASCE2 vengono riportati i risultati delle prove sperimentali effettuate su 6 provini, che rappresentano un sotto-assemblaggio di travi e colonne appartenente ad un edificio reale, con dimensioni scalate rispetto alla struttura originaria di cui fanno parte. [20]

In particolare, in questa fase di calibrazione del modello, sono stati considerati i due provini non tamponati, di cui vengono riportate le caratteristiche meccaniche e geometriche in Tabella 3.13:

	Size		Beam Reinf.			Column		Description
	<i>Span</i> [mm]	<i>Infill</i> <i>Wall</i>	<i>Longitudinal</i> <i>Positive (%)</i>	<i>Longitudinal</i> <i>Negative (%)</i>	<i>Transverse</i> <i>in ends (%)</i>	<i>Transverse</i> <i>in ends (%)</i>	<i>Joint</i> <i>(%)</i>	
<b>BNS</b>	1800	None	0.73	0.97	0.32	0.32	N/A	Nonseismic designed bare frame with short span
<b>BSS</b>	1800	None	1.40	1.40	1.20	1.00	1.00	Seismic designed bare frame with short span

Tabella 3.13: *Dimensioni ed armatura dei provini non tamponati*

I due provini considerati presentano dunque la stessa geometria, essendo entrambi telai a tre piani e a due campate. Come si può osservare è stato considerato un sotto-assemblaggio di bordo dell'edificio. Per questo motivo sono presenti vincoli alla traslazione orizzontale in corrispondenza delle travi solamente a sinistra, per simulare la presenza del resto dell'edificio, che garantisce una minore deformabilità del telaio stesso.

In condizioni di rimozione accidentale della colonna centrale, infatti, il telaio di bordo non presenta il vincolo alla deformazione laterale dell'intero edificio circostante, perciò questo rappresenta il caso peggiore. Figura 3.19. Su questi provini è stata condotta una prova sperimentale di push-down, di cui sono presenti all'interno dell'articolo le curve ricavate, in cui viene riportato l'andamento del carico applicato all'aumentare dello spostamento in direzione verticale del punto in corrispondenza della colonna rimossa. Al fine di fare un confronto con i risultati sperimentali riportati, è stata condotta un'analisi numerica sugli stessi telai, utilizzando il software Opensees, in cui si esegue una modellazione a fibre degli elementi strutturali. In questo modo si è cercato di tenere conto della non linearità del problema, attribuendo ad ogni fibra della sezione legami costitutivi non lineari. Per simulare invece la presenza della parte restante dell'edificio, sono stati posti, in corrispondenza delle

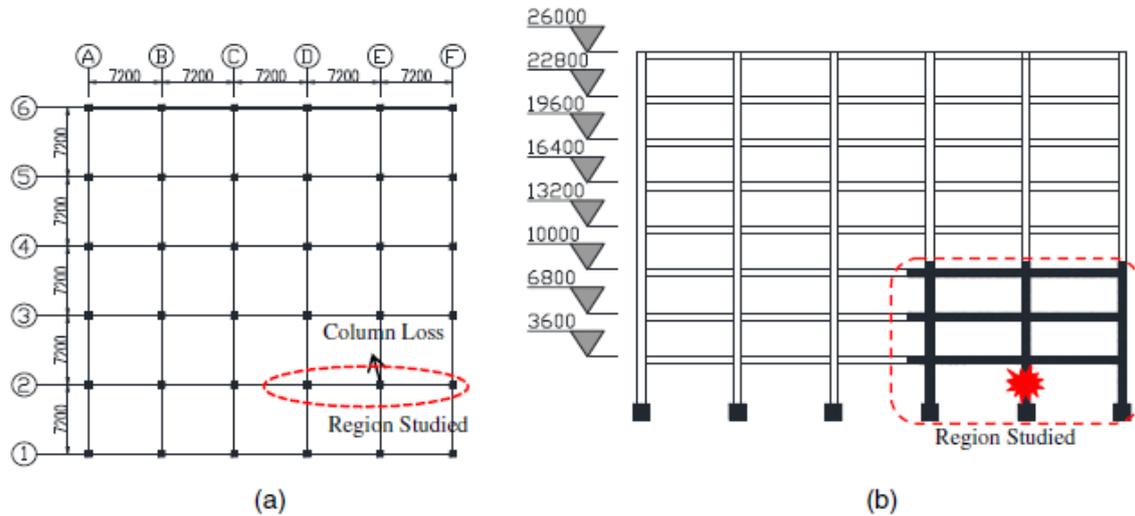


Figura 3.19: Localizzazione del telaio studiato nell'edificio

travi, carrelli ad asse orizzontale, che bloccano quindi la deformazione del telaio considerato. Sono stati presi in considerazione i due telai non tamponati con e senza la presenza di dettagli sismici. Vengono quindi di seguito riportate le fasi di taratura del modello.

### 3.4.1 Modellazione in OpenSees: telaio non tamponato senza dettagli sismici

In Figura 3.20 viene riportata la geometria del telaio senza dettagli sismici, in cui si può osservare come il passo delle staffe rimanga costante in corrispondenza dei nodi trave-colonna. Le sezioni 1 e 2 sono relative alle colonne del telaio, mentre le sezioni 3 e 4 si riferiscono alle travi e vengono riportate in Figura 3.21.

Le travi e le colonne che compongono il telaio vengono modellati in Opensees utilizzando gli elementi *dispBeamColumn*. Essi richiedono una discretizzazione delle parti strutturali accurata, in modo da poter cogliere in modo adeguato il gradiente di deformazione. La discretizzazione adottata tiene conto del cambio di sezione, quindi della disposizione dell'armatura longitudinale. Ad esempio, all'interno della singola campata, si è scelto di posizionare un nodo ogni 10 cm nelle due parti terminali, arrivando fino a 70 cm vicino alla colonna centrale e fino a 60 cm vicino alle colonne laterali. In questo modo si è tenuto conto anche delle sezioni in cui si sovrappongono le barre per il momento negativo con quelle per il momento positivo. Vengono riportati nelle Tabelle 3.14 i parametri meccanici implementati in Opensees, per ognuna delle 4 sezioni considerate.

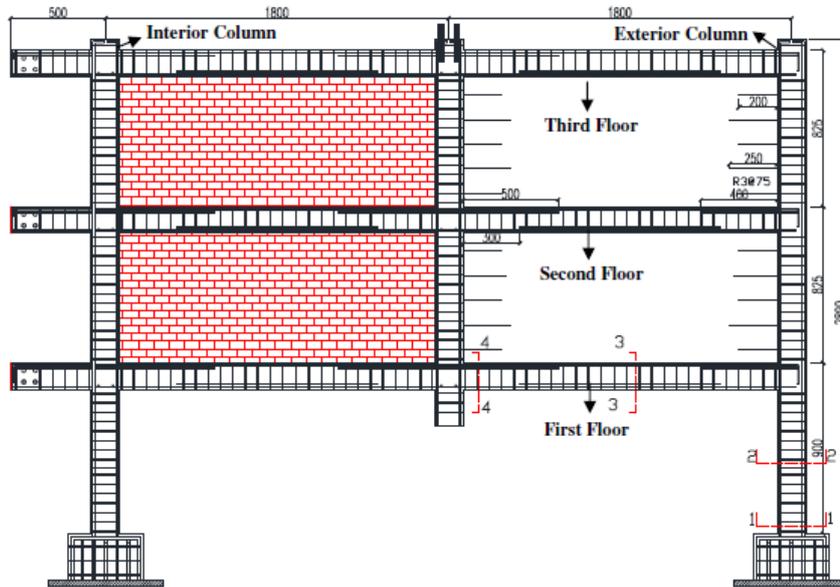


Figura 3.20: Dettaglio costruttivo del telaio non tamponato senza dettagli sismici

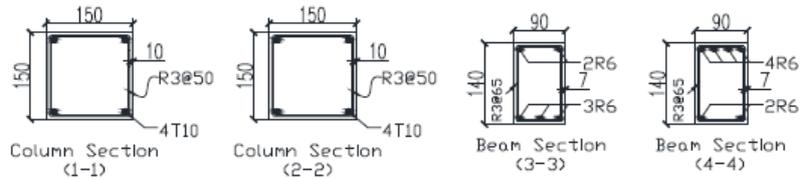


Figura 3.21: Dettaglio costruttivo delle sezioni del telaio non tamponato senza dettagli sismici

UniaxialMaterial Concrete02		non	Confinato	Confinato	Confinato	
		confinato	Sez.1-2	Sez.3	Sez.4	
Concrete compressive strength at 28 days	<b>\$fpc</b>	-32.1	-35.68	35.15	35.41	[MPa]
Concrete strain at maximum strength	<b>\$epsc0</b>	-0.002	-0.00311	-0.00294	0.00311	[-]
Concrete crushing strength	<b>\$fpcu</b>	-6.48	-7.14	7.03	7.08	[MPa]
Concrete strain at crushing strength	<b>\$epscU</b>	-0.01	-0.0155	-0.016	-0.0155	[-]
Ratio between unloading slope at epscu and initial slope	<b>\$lambda</b>	0.1	0.1	0.1	0.1	[-]
Tensile strength	<b>\$ft</b>	2	2	2	2	[MPa]
Tension softening stiffness (slope of the linear tension softening branch)	<b>\$Et</b>	1500	1500	1500	1500	[MPa]

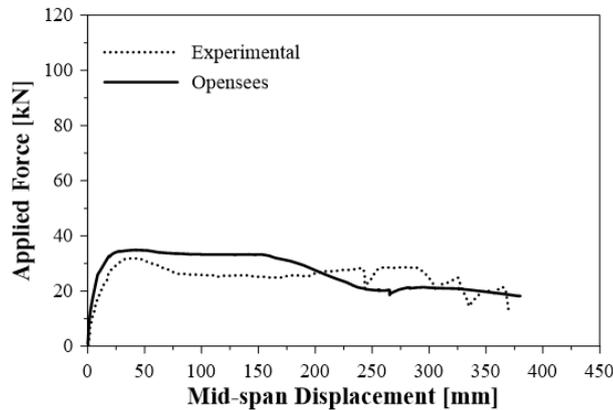
Tabella 3.14: Parametri materiali telaio non sismico senza tamponature

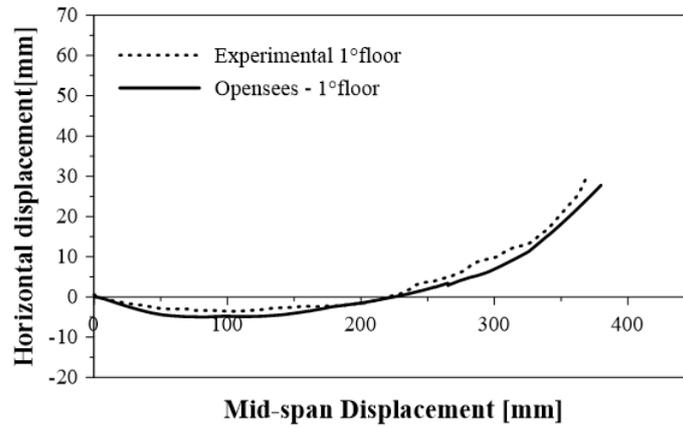
Per la modellazione delle barre di acciaio è stato utilizzato il materiale *Hysteretic*, tenendo conto in compressione della legge di Dhakal-Maekawa. Vengono quindi riportati in Tabella 3.15 i parametri meccanici importati in Opensees, che caratterizzano il materiale.

UniaxialMaterial Hysteretic		diam. 6	diam. 10	
Stress at first point of the envelope in the positive direction	<b>\$s1p</b>	449	515	[MPa]
Strain at first point of the envelope in the positive direction	<b>\$e1p</b>	0.00214	0.00245	[-]
Stress at second point of the envelope in the positive direction	<b>\$s2p</b>	537	594	[MPa]
Strain at second point of the envelope in the positive direction	<b>\$e2p</b>	0.18	0.18	[-]
Stress at third point of the envelope in the positive direction	<b>\$s3p</b>	20	20	[MPa]
Strain at third point of the envelope in the positive direction	<b>\$e3p</b>	0.3	0.35	[-]
Stress at first point of the envelope in the negative direction	<b>\$s1n</b>	-449	-515	[MPa]
Strain at first point of the envelope in the negative direction	<b>\$e1n</b>	-0.00214	-0.00245	[-]
Stress at second point of the envelope in the negative direction	<b>\$s2n</b>	-96.49	-307.99	[MPa]
Strain at second point of the envelope in the negative direction	<b>\$e2n</b>	-0.02	-0.07	[-]
Stress at third point of the envelope in the negative direction	<b>\$s3n</b>	-89.8	-103	[MPa]
Strain at third point of the envelope in the negative direction	<b>\$e3n</b>	-0.05	-0.01	[-]
Pinching factor for strain (or deformation) during reloading	<b>\$pinchx</b>	1	1	[-]
Pinching factor for stress (or force) during reloading	<b>\$pinchy</b>	1	1	[-]
Damage due to ductility	<b>\$damage1</b>	0	0	[-]
Damage due to energy	<b>\$damage2</b>	0	0	[-]

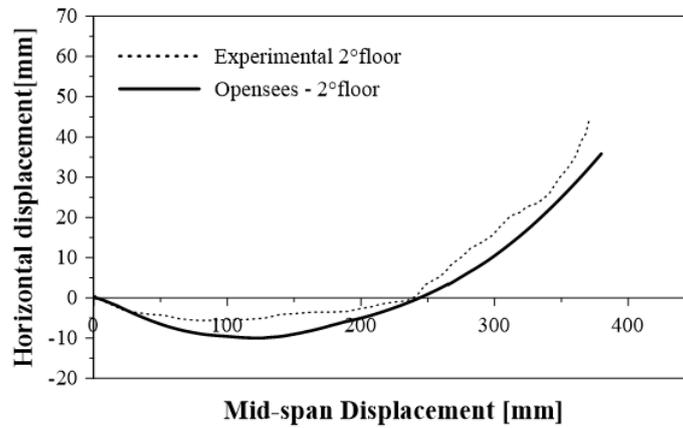
Tabella 3.15: Parametri materiali campione S3

Si riportano i risultati ottenuti in seguito alla calibrazione del modello in Figura 3.22, dove viene fatto un confronto con la curva sperimentale riportata all'interno dell'articolo "Effects of Masonry Infill Wall on the Performance of RC Frames to Resist Progressive Collapse" di Kai Qian, M.ASCE1; and Bing Li, M.ASCE2.

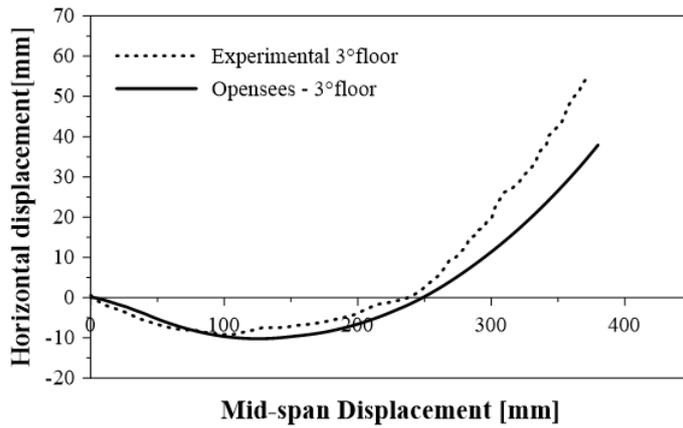




(a)



(b)



(c)

Figura 3.22: Confronto telaio non tamponato senza dettagli sismici, K.Quian et al., 2017

Come si può osservare, i risultati ottenuti mostrano una buona attendibilità del modello utilizzato, con la necessità di generarne uno più accurato al fine di sopperire alla difficoltà nel tenere in conto tutte le non-linearità del problema.

### 3.4.2 Modellazione in OpenSees: telaio non tamponato con dettagli sismici

In Figura 3.23 e in Figura 3.24 vengono riportate la geometria del telaio con i dettagli sismici e le relative sezioni.



Figura 3.23: Dettaglio costruttivo del telaio non tamponato con dettagli sismici

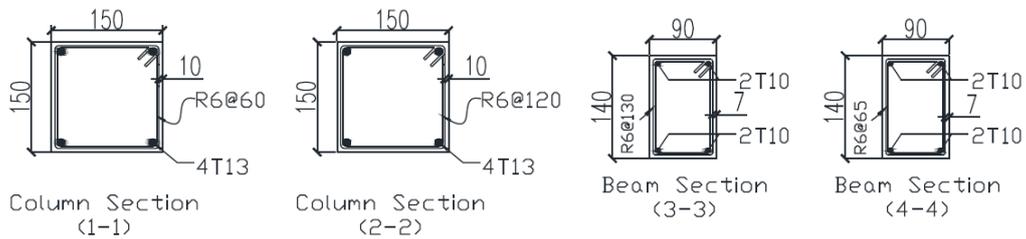


Figura 3.24: Dettaglio costruttivo delle sezioni del telaio non tamponato con dettagli sismici

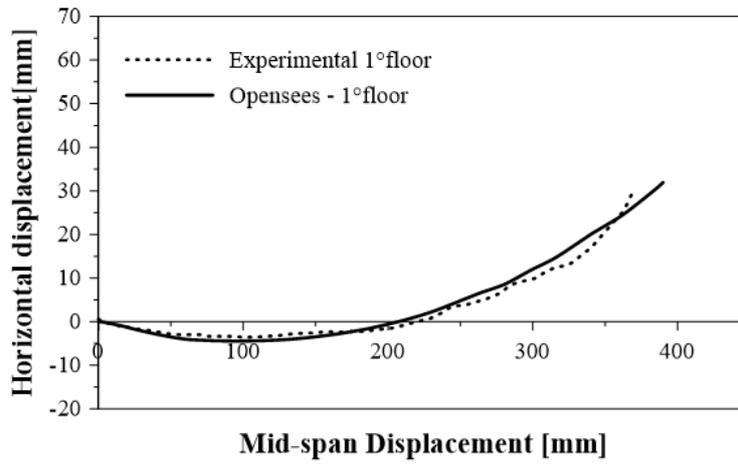
Anche in questo caso è stata eseguita una discretizzazione accurata delle parti strutturali al fine di cogliere i gradienti di deformazione. La discretizzazione adottata tiene conto sia della disposizione delle armature longitudinali sia del cambio del passo delle staffe, il quale diminuisce notevolmente in corrispondenza dei nodi trave-colonna. Vengono riportati in Tabella 3.16 e Tabella 3.17 i parametri meccanici implementati in OpenSees, ed in Figura 3.25 i risultati del modello.

<b>UniaxialMaterial Concrete02</b>						
		non confinato	Confinato Sez.1-2	Confinato Sez.3	Confinato Sez.4	
Concrete compressive strength at 28 days	<b>\$fpc</b>	-33.9	-39.62	36.91	39.42	[MPa]
Concrete strain at maximum strength	<b>\$epsc0</b>	-0.002	-0.00369	-0.00289	0.00358	[-]
Concrete crushing strength	<b>\$fpcu</b>	-6.78	-12	-7.38	17	[MPa]
Concrete strain at crushing strength	<b>\$epscU</b>	-0.01	-0.03	-0.0275	-0.03	[-]
Ratio between unloading slope at epscu and initial slope	<b>\$lambda</b>	0.1	0.1	0.1	0.1	[-]
Tensile strength	<b>\$ft</b>	2	2	2	2	[MPa]
Tension softening stiffness (slope of the linear tension softening branch)	<b>\$Et</b>	1500	1500	1500	1500	[MPa]

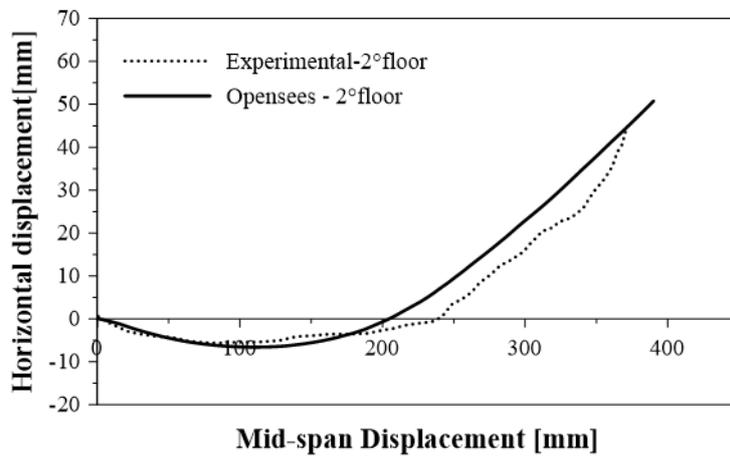
Tabella 3.16: Parametri materiali telaio sismico senza tmaponature

<b>UniaxialMaterial Hysteretic</b>		diam. 13	diam. 10	
Stress at first point of the envelope in the positive direction	<b>\$s1p</b>	534	515	[MPa]
Strain at first point of the envelope in the positive direction	<b>\$e1p</b>	0.00245	0.00245	[-]
Stress at second point of the envelope in the positive direction	<b>\$s2p</b>	618	594	[MPa]
Strain at second point of the envelope in the positive direction	<b>\$e2p</b>	0.17	0.17	[-]
Stress at third point of the envelope in the positive direction	<b>\$s3p</b>	20	20	[MPa]
Strain at third point of the envelope in the positive direction	<b>\$e3p</b>	0.25	0.25	[-]
Stress at first point of the envelope in the negative direction	<b>\$s1n</b>	-534	-515	[MPa]
Strain at first point of the envelope in the negative direction	<b>\$e1n</b>	-0.00245	-0.00245	[-]
Stress at second point of the envelope in the negative direction	<b>\$s2n</b>	-117.77	-307.99	[MPa]
Strain at second point of the envelope in the negative direction	<b>\$e2n</b>	-0.03	-0.07	[-]
Stress at third point of the envelope in the negative direction	<b>\$s3n</b>	-106.8	-103	[MPa]
Strain at third point of the envelope in the negative direction	<b>\$e3n</b>	-0.06	-0.01	[-]
Pinching factor for strain (or deformation) during reloading	<b>\$pinchx</b>	1	1	[-]
Pinching factor for stress (or force) during reloading	<b>\$pinchy</b>	1	1	[-]
Damage due to ductility	<b>\$damage1</b>	0	0	[-]
Damage due to energy	<b>\$damage2</b>	0	0	[-]

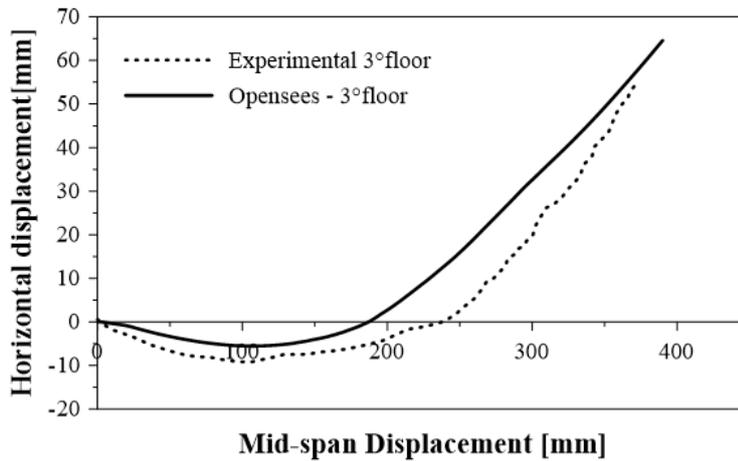
Tabella 3.17: Parametri materiali campione S3



(a)



(b)



(c)

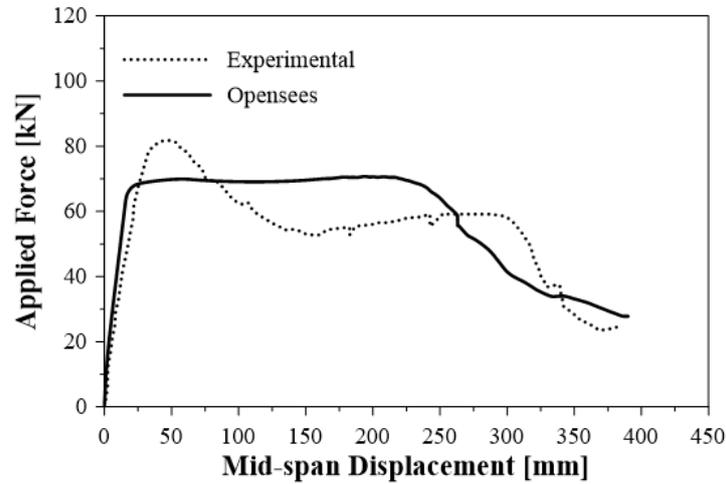


Figura 3.25: *Confronto telaio non tamponato con dettagli sismici, K.Quian et al., 2017*

Si può osservare che i risultati ottenuti in questo secondo caso risultano essere peggiori rispetto al telaio senza dettagli sismici. La curva ottenuta infatti mostra un andamento simile alla curva sperimentale, riuscendo a determinare il punto di crisi della struttura, ma non la riprende in modo preciso, nonostante i criteri utilizzati per il modello strutturale adottate siano gli stessi nei due telai. Questo dimostra che, nonostante il modello sia accurato, non si riescono a considerare in modo adeguato le non linearità del problema.

Si può quindi concludere che la modellazione a fibre e l'infittimento della mesh permette di ottenere risultati attendibili in termini di resistenza offerta in caso di rimozione accidentale della colonna centrale. Tuttavia il comportamento della struttura risulta essere fortemente non lineare e si presenta dunque la difficoltà di individuare un modello numerico preciso che possa essere del tutto in linea con i risultati sperimentali.

## Parte II

# Analisi parametrica



## Capitolo 4

# Analisi dei parametri che influenzano la risposta al collasso progressivo di travi in c.a.

Questa tesi presenta uno studio numerico sul ruolo della geometria e delle proprietà meccaniche sulla robustezza delle strutture in calcestruzzo armato. Si effettua un'analisi parametrica sull'influenza dei diversi fattori geometrici e meccanici, impiegando test di pushdown numerici volti a simulare la perdita di un pilastro su telai piani. [6]

In particolare l'analisi parametrica è condotta su una trave i cui vincoli di estremità ricreano diversi gradi di confinamento per simulare l'estrazione della trave dal telaio con diversi numeri di campate. Nell'analisi si prendono in considerazione i diversi fattori che influenzano le scelte geometriche e la scelta dei materiali.

Per investigare il fenomeno in un'ottica più generale l'analisi è stata condotta in termini adimensionali per poter applicare, successivamente, i risultati in diversi ambiti.

Nel seguito la nomenclatura dei parametri è da riferirsi alle Figure 4.2, ??, 4.3, 4.4.

Si è scelto di adoperare due sezioni su tutto lo sviluppo della travata differenti per caratterizzare al meglio il massimo momento flettente positivo e negativo.

L'ordine con cui si presentano i parametri dell'analisi è dettato dalle modalità di costruzione del modello, non sono pertanto presentati in ordine di importanza o di influenza.

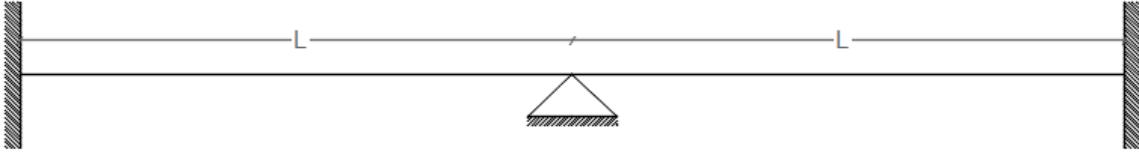


Figura 4.1: *Schema statico del modello prima della rimozione dell'appoggio centrale (vincoli di incastro perfetto)*

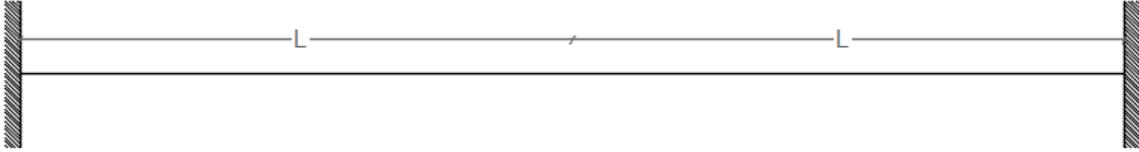


Figura 4.2: *Schema statico del modello per l'analisi parametrica (vincoli di incastro perfetto)*

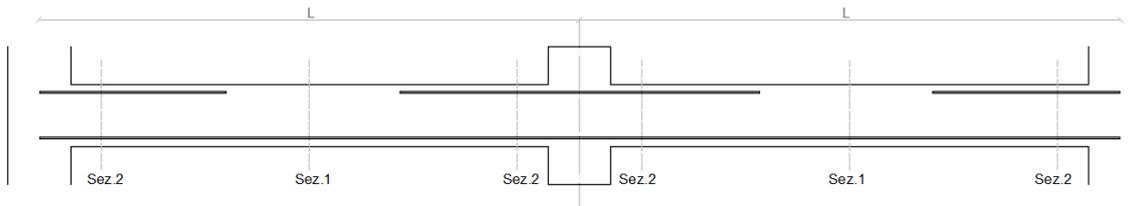


Figura 4.3: *Schematizzazione del modello per l'analisi parametrica*

## 4.1 Parametri geometrici

Lo studio condotto ha preso in considerazione un modello di due travi confluenti sul pilastro di interesse. La perdita improvvisa del pilastro comporta la formazione di una unica travata di lunghezza doppia volta a sopportare il carico dei piani soprastanti.

I parametri geometrici sono i primi fattori di costruzione del modello nonché di fondamentale importanza ai fini della robustezza delle strutture.

### 4.1.1 Lunghezza della trave: $L$

Il parametro di partenza per la costruzione del modello è la lunghezza della trave  $L$ . Questo individua metà dello sviluppo complessivo della travata che si avrebbe a seguito della perdita del pilastro centrale. Pertanto  $L$  rappresenta la lunghezza delle campate del telaio dal quale la travata è estratta.

In linea con i vari modelli sperimentali e numerici presenti in letteratura, si sono scelte tre lunghezze di travi di uso più comune nell'ambito delle costruzioni civili. Si

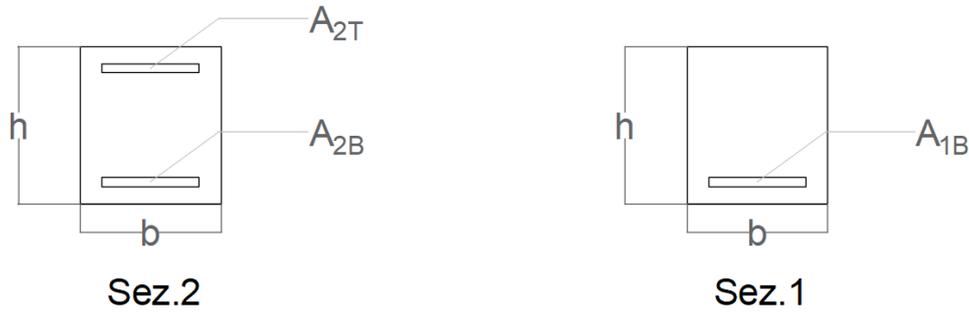


Figura 4.4: Dettaglio delle sezioni

noti infatti che i modelli di travi utilizzati nel capitolo 3 di questa tesi per validare il modello proposto, sono caratterizzati da uno sviluppo della trave rispettivamente di 7 e 5,4 metri. I modelli di telai allo stesso modo presentano delle campate variabili tra i 3 e i 6 metri.

La definizione della geometria della trave fa riferimento alle tre dimensioni proposte:

- $L = 4m$
- $L = 6m$
- $L = 8m$

Con questo range di variabilità si arriva a considerare la robustezza di una travata lunga 16 metri, limite oltre il quale generalmente si consigliano altri metodi costruttivi. Il limite inferiore, similmente, considera la robustezza di un telaio con campate di 4 metri, molto frequenti nelle costruzioni di uso civile.

Questo parametro è l'unico dell'analisi ad essere dimensionale, costituisce, infatti, il punto di partenza per la derivazione degli altri parametri geometrici.

#### 4.1.2 Altezza della sezione della trave: $h$

La definizione della geometria del modello prosegue con la scelta della sezione della trave. In letteratura e nell'immaginario collettivo la sezione della trave è rettangolare con un predefinito rapporto  $\frac{L}{h}$  e base minore dell'altezza, generalmente definiti dalle normative. È stata chiara sin dall'inizio di questo studio, la volontà di prendere in considerazione diverse forme di sezione per capire come influenzano le curve di capacità della struttura.

L'altezza della sezione della trave è il secondo parametro utile alla costruzione del sistema. Questa è costituita da un vettore di quattro elementi i cui valori variano secondo i seguenti rapporti:

$$- h = \frac{L}{10}$$

$$- h = \frac{L}{15}$$

$$- h = \frac{L}{20}$$

$$- h = \frac{L}{25}$$

I modelli sperimentali analizzati nei capitoli precedenti mostrano delle altezze di sezione variabili tra  $L/12$  e  $L/15$  ma si è notata, già in fase di calibrazione del modello proposto, un aumento della resistenza del sistema al diminuire dell'altezza della sezione. Pertanto si è spinto il limite inferiore del range di variabilità di questo parametro fino a  $L/25$ , valore ancora accettabile per una sezione in calcestruzzo armato.

Combinando i due parametri finora presentati si possono costruire 12 tipi di travi.

### 4.1.3 Base della sezione della trave: $b$

La scelta della base della sezione permette di definire diverse forme da indagare, dalla rettangolare con base minore dell'altezza fino alla rettangolare con base maggiore dell'altezza passando da una forma quadrata della sezione.

Il range di variabilità di questo parametro risulta essere così definito:

$$- b = \frac{h}{2}$$

$$- b = \frac{2h}{3}$$

$$- b = h$$

$$- b = \frac{4h}{3}$$

$$- b = 2h$$

Tale grandezza è definita a partire dall'altezza della sezione e costituisce un parametro di 3 dimensioni (3x4x5) combinando le due grandezze precedentemente definite. Si ottengono, in questo modo, 60 combinazioni di strutture differenti.

#### 4.1.4 Vincoli sull'area della sezione della trave

Le sezioni costruite facendo variare  $h$  e  $b$  nascono da considerazioni puramente numeriche. È necessario, però, tenere conto della reale costruzione di questi sistemi. Infatti, la realizzazione di sezioni in cemento armato comporta il rispetto di vincoli costruttivi, che compromettono la validità dei test su alcune delle combinazioni precedentemente ottenute. Per esempio una sezione con una altezza molto ridotta a fronte di una base molto estesa può creare problemi nei confronti del posizionamento delle armature e nel rispetto delle disposizioni legate alle dimensioni del copriferro, oppure il caso opposto, potrebbe portare ad una rottura prematura del calcestruzzo.

I vincoli posti sull'area della sezione della trave permettono di evitare quelle combinazioni di parametri ingegneristicamente irrealizzabili.

Si è ritenuto opportuno limitare l'area della sezione nel seguente intervallo:

$$0,04m^2 \leq \text{Areasezione} \leq 0,4m^2$$

Nel seguito si ritengono valide tutte le combinazioni di parametri che soddisfano questa limitazione.

Per soddisfare le disposizioni legate alle dimensioni del copriferro si è scelto di considerare un copriferro fisso di  $3cm$  per ogni sezione costruita. In questo modo per le sezioni di area maggiore le disposizioni costruttive sono verificate. Per le sezioni con area più piccola la dimensione del copriferro, che potrebbe essere ridotta, risulta essere tale da sottostimare la resistenza del sistema secondo un ragionamento a favore di sicurezza: un copriferro minore comporta un aumento della resistenza rispetto ai risultati ottenuti.

## 4.2 Parametri meccanici

I parametri meccanici definiscono le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nella modellazione delle strutture. In particolare si analizzano le grandezze che caratterizzano il calcestruzzo e le grandezze che caratterizzano l'acciaio. Inoltre varia la percentuale con la quale essi sono presenti all'interno della sezione. La caratterizzazione del calcestruzzo è costante per tutte le travi poiché nello sviluppo del meccanismo di catenaria, questo materiale non ha nessuna influenza. Al contrario la caratterizzazione dell'acciaio è determinata da diversi parametri che variano durante lo studio.

### 4.2.1 Caratterizzazione del calcestruzzo

Il calcestruzzo utilizzato è di classe C25/30 in cui il primo valore indica la resistenza caratteristica a compressione cilindrica,  $f_{ck}$ , mentre il secondo quella cubica,  $R_{ck}$ , entrambe espresse in MPa. Dalla letteratura (Melchers, 1999) emerge che la resistenza non confinata del calcestruzzo è meglio descritta da una distribuzione probabilistica normale della resistenza cilindrica. Il valore caratteristico coincide con il quinto percentile di tale distribuzione, cioè è un valore di resistenza che è superato con il 95% delle probabilità.

Per tener conto di un minimo grado di confinamento si è scelto di considerare il rinforzo trasversale distribuito con un passo di  $s=100\text{ mm}$  nelle zone con momento flettente negativo ed un passo di  $s=120\text{ mm}$  nelle zone con momento flettente positivo su tutto lo sviluppo della travata e due ferri legati per lato della sezione. Questo aumenta la resistenza del calcestruzzo nell'area di sezione confinata, ma ne aumenta maggiormente la duttilità del materiale. Poiché duttilità e resistenza sono grandezze complementari e lo scopo di questo studio è valutare l'influenza dei diversi parametri sulla resistenza della struttura, non si analizzano diversi gradi di confinamento. Esso infatti ha un maggior peso nella valutazione della duttilità strutturale, pertanto questo non è un parametro variabile di questa analisi.

Nota la resistenza caratteristica del calcestruzzo  $f_{c0} = 25\text{ MPa}$  e la deformazione corrispondente  $\varepsilon_{c0} = 0.002$  i valori corrispondenti alla massima perdita di resistenza ammissibile sono calcolati mediante l'implementazione del modello numerico di Saatcioglu and Razvi (1992) precedentemente illustrato nel capitolo 2. Allo stesso modo sono stati calcolati i valori di resistenza del calcestruzzo confinato dal rinforzo trasversale.

I valori resistenti di calcolo si ottengono mediante l'espressione (NTC2018) [18]:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

dove:

- $\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;
- $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;
- $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo.

Il coefficiente  $\gamma_c$  è pari ad 1,5.

Il coefficiente  $\alpha_{cc}$  è pari a 0,85.

## 4.2.2 Caratterizzazione dell'acciaio

La modellazione delle barre di armatura costituisce una parte fondamentale in questa analisi, poichè da queste dipende la predisposizione della trave allo sviluppo del meccanismo di catenaria.

Si è scelto un acciaio B450C caratterizzato, secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni, da una resistenza caratteristica  $f_{yk} = 450MPa$  ed una classe di duttilità C (acciai laminati a caldo) secondo la definizione UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2).

In corrispondenza della tensione di snervamento si ha una deformazione  $\varepsilon_{sy} = 0.002$  associata ad un modulo elastico comune agli acciai da costruzione  $E = 210000MPa$ .

Il ramo plastico del legame costitutivo è modellato con un hardening che lo conduce ad una resistenza ultima  $f_{tku} = 540MPa$

La resistenza di progetto dell'acciaio è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da: (NTC2018) [18]:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$$

dove:

- $\gamma_s$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;
- $f_{ck}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Il coefficiente  $\gamma_s$  è pari ad 1,15.

## 4.2.3 Deformazione ultima dell'acciaio: $\varepsilon_{su}$

La deformazione ultima dell'acciaio è un parametro variabile che identifica diversi casi strutturali. Questa rappresenta l'allungamento percentuale totale a carico massimo e dipende strettamente dai requisiti di duttilità del legame costitutivo che si vuole assumere.

In particolare si sono adottati questi valori di deformazione ultima:

- $\varepsilon_{su} = 0.12$
- $\varepsilon_{su} = 0.20$
- $\varepsilon_{su} = 0.25$

In questo range di variazione di deformazione ultima rientrano i valori relativi agli acciai dei modelli richiamati nel capitolo 3. Il limite superiore è il massimo

valore ritenuto accettabile ma è difficilmente ritrovabile negli acciai di uso comune nelle costruzioni.

Gli altri due valori sono stati scelti sulla base dei diversi modelli sperimentali presenti in letteratura.

Sebbene questa selezione di valori ha una certa valenza in termini scientifici, poiché permette di indagare diverse situazioni, in ambito progettuale, la deformabilità dell'acciaio è strettamente legata alla disponibilità di acciai presenti sul mercato. Risulta inusuale, infatti, richiedere di fabbricare barre di rinforzo con  $\varepsilon_{su} = 0.25$  per le costruzioni di ambito civile.

Generalmente l'acciaio utilizzato per armare il calcestruzzo è il B450C al quale si associa una deformazione ultima compresa tra:  $\varepsilon_{su} = 0.12$  e  $\varepsilon_{su} = 0.20$ .

#### 4.2.4 Momento resistente adimensionale: $\mu_{2T}$

Le quantità di armatura vengono spesso riferite all'area di calcestruzzo in modo tale da considerare quantità adimensionali piuttosto che dimensionali.

Si fa riferimento al rapporto meccanico di armatura  $\omega$  definito come:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b d f_{cd}}$$

con  $A_s$  area di acciaio,

Questo parametro consente di valutare la resistenza strutturale in funzione di quantitativi crescenti di armatura.

La caratterizzazione di questo parametro parte dall'aver scelto diversi valori di momento resistente in forma adimensionale  $\mu_{Rd}$ . In questo modo si svincola la formulazione delle equazioni di equilibrio dalle dimensioni reali della sezione, dalla posizione delle armature, e dalle caratteristiche dei materiali. Per il caso in esame di singola trave sollecitata in prevalente flessione, si sono scelti valori di  $\mu_{2T}$  variabili in campo 3, per le sezioni sollecitate a momento flettente negativo, e ad essi si sono associati valori di  $\omega_{2T}$ , secondo la relazione:

$$\mu_{Rd} = \omega(1 - \beta_2 \xi)$$

La configurazione deformata a SLU risulta così univocamente identificata dalla la tripletta  $\mu - \omega - \xi$ , con  $\xi$  profondità dell'asse neutro adimensionalizzata.

In particolare i valori dei parametri  $\mu_{2T}$  e  $\omega_{2T}$  sono così definiti:

Fissata la percentuale di armatura tesa da posizionare nelle sezioni adiacenti alle colonne e quindi sollecitate a massimo momento flettente negativo (in riferimento alla Figura 4.3), è possibile associare il quantitativo di armatura tesa per le sezioni sollecitate a massimo momento flettente positivo. Essa infatti è ricavata come:

$$\omega_{1B} = 0.65\omega_{2T}$$

$$\begin{aligned}\mu_{2T} = 0.05 & \quad \omega_{2T} = 0.052 \\ \mu_{2T} = 0.10 & \quad \omega_{2T} = 0.106 \\ \mu_{2T} = 0.15 & \quad \omega_{2T} = 0.164 \\ \mu_{2T} = 0.20 & \quad \omega_{2T} = 0.225\end{aligned}$$

In questo modo si sono definite le percentuali di armatura tesa lungo tutta la lunghezza della trave. Le combinazioni di travi ottenute con soli questi parametri risultano: 720.

#### 4.2.5 Rapporto di armatura: $\alpha$

Il rapporto di armatura inteso come rapporto tra la quantità di armatura disposta in zona compressa e la corrispondente in zona tesa è un parametro variabile di questa analisi ed in particolare è definito come:

$$\alpha = \frac{A_{2B}}{A_{2T}}$$

Questo parametro consente di valutare l'influenza della disposizione di armatura longitudinale inferiore. Infatti il parametro varia tra i valori:

- $\alpha = 30\%$
- $\alpha = 50\%$
- $\alpha = 100\%$

Il limite superiore di questo parametro identifica una disposizione continua lungo tutto lo sviluppo della trave dell'armatura longitudinale. Le combinazioni di parametri precedentemente ottenute se ripetute per ciascun valore di  $\alpha$  comportano la creazione di 2160 campioni diversi di travi.

#### 4.2.6 Rigidezza assiale dei vincoli: $k_{vincolo}$

Il primo caso analizzato è quello di trave doppiamente incastrata, i vincoli alle estremità, cioè, sono incastri perfetti. Pertanto la rigidezza del vincolo è infinita e rappresenta la condizione ideale in cui si sottrae tre gradi di libertà al sistema strutturale poiché impedisce lo spostamento orizzontale e verticale della sezione di applicazione nonché la sua rotazione.

Questa situazione, e il relativo comportamento, fanno riferimento a condizioni teoriche che, tuttavia, non sono del tutto realizzabili nella realtà. Infatti per le travi

del telaio, le condizioni di vincolo dipendono dal modo in cui gli estremi delle campate sono collegati alla struttura principale che le sostiene, dal modo in cui le stesse campate “in continuità” sono collegate tra loro, dalle proprietà meccaniche e dimensionali della struttura, e dalle caratteristiche dei materiali costituenti. Pertanto, è inopportuno bloccare l’analisi a questo caso ideale, ma per considerare eventuali imperfezioni costruttive ed evitare una progettazione che si basi su vincoli molto restrittivi, si studia anche l’effetto dei vincoli cedevoli sulla struttura.

Si parla, dunque, di incastro elastico o parziale, in cui non si blocca completamente la rotazione della sezione e ha un’efficienza ridotta. L’efficienza dell’incastro, infatti, ha degli effetti rilevanti sull’andamento delle sollecitazioni. Essa può variare variare dal 100% (incastro perfetto) allo 0% (appoggio semplice) simulando dunque diversi gradi di confinamento della trave.

Le travi su cui è condotta l’analisi parametrica sono estratte da telai piani. Questi sono realizzati con un diverso numero di campate e in funzione di ciò cambia il grado di confinamento della trave.

Il vincolo elastico deve dunque simulare la rigidità flessionale con la quale risponderebbero i pilastri a seguito della formazione del meccanismo di catenaria. La rigidità del vincolo elastico è uno dei parametri variabili dell’analisi ed è definita come una percentuale della rigidità assiale della trave  $EA/L$ . In particolare si considera il parametro variabile con i valori:

- $k_{vincolo} = 2\%k_{trave}$
- $k_{vincolo} = 5\%k_{trave}$
- $k_{vincolo} = 10\%k_{trave}$
- $k_{vincolo} = 20\%k_{trave}$
- $k_{vincolo} = 100\%k_{trave}$

Di conseguenza il campione di travi sulle quali si basa l’analisi è 10800.

# Capitolo 5

## Modellazione numerica in OpenSees

In questo capitolo sono riportate tutte le strategie computazionali con le quali si è affrontata l'analisi parametrica. La presenza di un così ampio campione di travi da analizzare ha condizionato la scelta dei software da utilizzare con il fine di automatizzare e ottimizzare i tempi dell'analisi. La modellazione numerica, infatti, deve essere in grado di gestire la non linearità geometrica e meccanica della struttura, fornendo dei risultati attendibili in un tempo di simulazione non troppo elevato.

In particolare, per affrontare questo studio parametrico è stato necessario studiare un collegamento tra i software OpenSees e MATLAB che ha permesso la creazione, l'analisi e l'interpretazione dei risultati delle singole travi.

### 5.1 Specificità del software OpenSees

Il software OpenSees è stato scelto oltre ai diversi motivi spiegati nel capitolo 2, principalmente per la possibilità di creare il modello della struttura scrivendolo attraverso un linguaggio di programmazione.

OpenSees è un programma “open-source” agli elementi finiti, impiegato nell'ambito dell'ingegneria per la simulazione della risposta non lineare di sistemi strutturali e geotecnici, ed è sviluppato presso l'Università della California di Berkeley. La sua caratteristica di essere “aperto”, consente una continua evoluzione delle librerie grazie all'interscambiabilità tra utilizzatori e sviluppatori. Le soluzioni implementate riguardano soprattutto: la costruzione del modello, la formulazione analitica di un dato elemento, modelli di materiale, metodi di analisi, solutori numerici, procedure utili per l'implementazione dei dati.

OpenSees utilizza il linguaggio C++ ed è privo di interfaccia grafica di input o output: l'input dei dati (geometrie, parametri meccanici, azioni esterne e strategia di risoluzione) avviene tramite un file scritto nel linguaggio TCL, mentre l'output dei risultati consiste in semplici files di testo che riportano i risultati dell'analisi

strutturale. La sintassi richiesta per gli script in input è molto precisa e segue un ordine fisso per la dichiarazione delle variabili. Gli output, invece, richiedono una fase di post-processing per utilizzarli per il progetto o la verifica delle strutture.

In questo capitolo si espongono come sono stati costruiti i dati di input per l'analisi parametrica.

## 5.2 Interoperabilità con il software MATLAB

La molteplicità dei dati da gestire ed elaborare ha richiesto l'utilizzo del software MATLAB. Tale scelta è giustificata dal fatto che MATLAB (Matrix-Laboratory) è un software molto potente in cui ogni variabile viene trattata come una matrice di dimensioni  $m \times n$ . È un linguaggio di altissimo livello in cui combina un ambiente ottimizzato per l'analisi iterativa e per i processi di progettazione attraverso operazioni matematiche dirette con matrici e array. MATLAB dispone di toolbox sviluppati, testati e interamente documentati, oltre a predefinite serie di funzioni primitive. Gli script generati sono eseguibili esclusivamente attraverso MATLAB stesso. Utilizza diversi linguaggi di programmazione, in particolare, C++ che ha permesso l'interoperabilità con il software OpenSees.

In questo punto emerge il cuore dell'intero lavoro della presente tesi, ovvero concatenare un insieme di script che, si scrivono in automatico a partire dai dati immessi dall'utente, compilano una serie di files di comando, con estensione *.tcl*, in modo che siano eseguibili da OpenSees per lanciare l'analisi pushdown. I *.tcl* necessari sono numerosi e per la compilazione di ciascuno di questi è stato creato il main script. Anche la gestione delle directory degli output è stata automatizzata con il fine di facilitare la lettura degli stessi in fase di post-processing.

Lo script di costruzione dell'analisi parametrica comincia con la dichiarazione delle variabili utili, elencate e motivate nel capitolo precedente. Nello specifico, si sono organizzati 7 cicli *for* annidati per gestire i 7 parametri scelti:

- $L$ : lunghezza della trave;
- $h$ : altezza della sezione della trave;
- $b$ : base della sezione della trave;
- $\varepsilon_{su}$ : deformazione ultima degli acciai;
- $\alpha$ : rapporto di armatura;
- $\omega_{2T}$ : percentuale meccanica di armatura;

- $k_{vincolo}$ : rigidezza assiale del vincolo.

All'interno di ogni ciclo sono presenti istruzioni *if-else-end* per tenere conto dei vincoli per la reale costruzione di questi sistemi.

Per combinare dunque tutti i parametri si ottengono 7 variabili matriciali 7D. Ogni combinazione di parametri che individuano una singola trave risulta, in questo modo, univocamente identificata dagli indici delle matrici. È stato necessario creare le singole travi separatamente per poter avere la possibilità di intervenire, in qualsiasi momento, sulla singola trave senza modificare le restanti. Ogni trave è, dunque, individuabile con un codice identificativo, il quale, associato agli indici dei cicli *for*, riconduce alle sue caratteristiche geometriche e meccaniche. Questa scelta è risultata efficace in fase di post-processing per poterle classificare secondo parametri comuni.

Per poter trasferire i valori calcolati automaticamente in MATLAB negli appositi script utili per OpenSees, si sono sfruttate le funzioni di lettura e scrittura dei file della libreria di MATLAB. Nell'ambito di uno script di matlab il comando specifico per creare un generico file di testo è *fopen('nomefile.tcl','w')*, all'interno del quale, in modalità scrittura, con il comando *fprintf(fileID,'corpo del testo')*, è possibile scrivere il modello strutturale della trave eseguibile per OpenSees. Costruito il modello nel file di testo, si chiude il generico file con il comando *fclose(fileID)* e in automatico viene salvato nella stessa directory del file di matlab.

### 5.3 Modellazione OpenSees

Ogni file *.tcl*, come precedentemente detto, è caratterizzato da una sintassi precisa e il modello del sistema strutturale deve seguire il seguente ordine:

- *Dati geometrici*: si definisce il “basic model builder” nonchè la dimensione del problema da analizzare e il numero dei gradi di libertà di ciascun modo;
- *Coordinate nodali*: si definiscono tutte le coordinate dei nodi del sistema;
- *Disposizione dei vincoli*: si definiscono le condizioni al contorno con *fix* seguito da 0 per i gradi di libertà liberi e 1 per i gradi di libertà vincolati;
- *Materiali*: si definiscono i materiali del sistema ricorrendo alle leggi costitutive presenti nella libreria *uniaxialMaterial*;
- *Sezioni*: si definiscono le sezioni del modello secondo una modellazione a fibre;
- *Trasformazione*: si definisce la trasformazione del sistema di riferimento nei riguardi della rigidità e delle sollecitazioni degli elementi;

- *Elementi*: si definiscono i singoli elementi del sistema associando i nodi di estremità, la sezione e la trasformazione geometrica del sistema di riferimento;
- *Carichi*: si definiscono i carichi ai nodi secondo i diversi metodi di analisi;
- *Recorders*: si definiscono gli output da salvare dell'analisi in opportuni file *.out*;
- *Analisi*: si definisce il solutore del sistema di equazioni in fase di analisi, come considerare le condizioni al contorno, come numerare le equazioni e i gradi di libertà, il test di convergenza sulla matrice delle equazioni, l'algoritmo con il quale risolvere un sistema di equazioni non lineare, ed il significato dei termini all'interno del sistema di equazioni.

È importante sottolineare che OpenSees è un interprete del linguaggio di programmazione del modello pertanto non ha delle unità di misure prestabilite ma queste sono definite dall'utente in fase di implementazione degli input. Gli output in automatico rispecchiano questa scelta.

## 5.4 Dettagli del modello

Nello specifico, ogni singola trave è stata creata concatenando 3 file di costruzione del modello comuni per ogni trave, i quali sono richiamati con il comando *source nomefile.tcl*. Quindi la singola trave fa capo ad un file *.tcl* così costruito:

- *Basic model builder*: secondo quanto spiegato precedentemente per lo studio in esame si definisce: `model basic -ndm 2 -ndf 3`.
- *Variabili strutturali*: si definisce attraverso il comando `set nome.variabile valore.variabile`, la combinazione di parametri che identificano la singola trave secondo la procedura automatizzata mediante MATLAB con i 7 cicli *for* annidati.
- *Modello strutturale*: con la stringa di codice `source modello.tcl` si collega il file contenente la geometria del modello il quale è comune ad ogni combinazione di trave. Questo contiene la definizione di 27 nodi lungo lo sviluppo della trave, i quali definiscono una discretizzazione secondo lo schema  $h/4 - h/2 - h/2 - h/2$  in corrispondenza delle colonne. I vincoli di estremità configurati come dei vincoli elastici sono stati creati mediante la sovrapposizione di due nodi di coordinate uguali e collegati da un elemento `zerolengthsection` di lunghezza unitaria e di rigidezza assiale definita dalla variabile creata in MATLAB. I materiali sono modellati con le funzioni `uniaxialMaterial Concrete02` e `uniaxialMaterial`

Hysteretic rispettivamente per il calcestruzzo e per gli acciai e si richiamano i valori creati con MATLAB.

Le sezioni sono realizzate con il comando `patch rect` secondo un modello rettangolare a fibre discretizzato con passo 10 in entrambe le direzioni. In queste sono stati inseriti i diversi livelli di armatura secondo il quantitativo stabilito con MATLAB.

Ogni elemento è stato modellato con il comando `dispBeamColumn`, con 5 punti di integrazione per ciascuno, secondo quanto riportato in fase di proposta del modello con la conseguente trasformazione geometrica del sistema di riferimento `corotational`.

- *Carichi*: per eseguire un'analisi pushdown in controllo di spostamento si definisce il carico unitario e l'incremento di spostamento  $dU = 0.1$  applicati al nodo centrale dello sviluppo della travata.

Molto importante in questo file è l'organizzazione delle directory degli output che ha permesso una più facile e veloce consultazione e organizzazione dei risultati.

- *Analisi pushdown e recorders*: si sono definiti i metodi di risoluzione delle equazioni in fase di analisi. In particolare si esegue il test per la convergenza sugli spostamenti con il comando `test NormDisplncr`, e si adotta l'algoritmo `algorithm ModifiedNewton` qualora la convergenza con `algorithm Newton` non fosse raggiunta.

Si sono monitorate le reazioni verticali dei vincoli alle estremità, il legame sforzo deformazione delle fibre di acciaio nella sezione di mezzeria e nella sezione di incastro, lo sforzo normale nella sezione di mezzeria, la deformazione e la curvatura della sezione di mezzeria.

Durante la fase di scrittura del modello si sono provate diverse altre strategie, per esempio l'algoritmo di soluzione dell'analisi ed il test di convergenza, ma questi risultavano troppo pesanti dal punto di vista computazionale. Si è preferito, perciò, semplificare il modello quanto più possibile per velocizzare i tempi di simulazione.

Una volta compilati correttamente tutti i file di comando, nonché tutti i 10800 modellini di travi, identificati da un codice alfanumerico, è possibile lanciare le analisi non lineari in maniera del tutto automatica. Questo è possibile in diversi modi: eseguendole singolarmente tramite MATLAB; eseguendole attraverso il file `.exe` di OpenSees.

Nel primo caso si crea un file `.tcl` contenente tutti i nomi dei modelli secondo la sintassi: `source nomefile.tcl` e attraverso la funzione `!opensees.exe tutteletravi.tcl` il software MATLAB esegue le analisi richiamando OpenSees. In questo modo, però,

si è notato un inutile utilizzo del processore del calcolatore. Il software MATLAB, infatti, già di per se sfrutta gran parte la memoria del computer e la esaurisce completamente per eseguire l'analisi tramite OpenSees. Per questo si è preferito il secondo caso.

Nel secondo caso si sfruttano le capacità del file eseguibile (.exe) di OpenSees il quale ha un basso impatto sulla potenza del processore del calcolatore e consente di avviare più analisi contemporaneamente in base alle prestazioni di questo.

# Capitolo 6

## Analisi dei risultati

Lo scopo di questo capitolo è illustrare i risultati ottenuti dal pushdown test condotto su tutti i campioni di travi costruiti. Le analisi sono svolte in controllo di spostamento definendo il carico unitario e l'incremento di spostamento  $dU$  applicati al nodo centrale dello sviluppo della travata. Di questa analisi si monitora, il valore di carico verticale risultante. Si diagramma dunque il valore dello spostamento in funzione del carico: tale curva, detta curva di capacità, fornisce la capacità resistente del sistema al variare dello spostamento imposto.

Inizialmente la stima della capacità degli elementi strutturali in c.a. a flessione era basata sul cedimento dell'acciaio di rinforzo, e la rigidità e la deformabilità dei telai si basava principalmente sulla resistenza offerta da travi e colonne. Ora è riconosciuto che l'effetto catenaria nelle travi è cruciale per stimare la vera capacità degli edifici intelaiati in calcestruzzo armato in prossimità del collasso. La caratteristica distintiva nella risposta di un trave in c.a. alle grandi rotazioni ed a grandi spostamenti (in uno scenario di rimozione di colonna) è la transizione graduale della forza assiale nella trave da compressione a trazione come mostrato concettualmente in Figura 6.1. [14]

Lo stato limite di flessione è raggiunto quando le barre longitudinali si snervano e si formano le cerniere plastiche alle estremità e nella sezione di mezzera della trave. All'aumentare del carico, l'asse neutro migra verso fibre in compressione, facendo sì che l'elemento spinga verso l'esterno le colonne alle due estremità. A seconda della rigidità relativa degli elementi, le colonne possono essere spinte più o meno verso l'esterno, come osservato in alcuni esperimenti. La forza di compressione risultante sviluppatasi nella trave prende il nome di azione d'arco. Figura 6.2(a). Successivamente con l'aumentare dello spostamento verticale, la non linearità geometrica lo richiede che l'elemento si allunghi. Questa è l'azione catenaria, in cui lo sforzo nella trave diventa principalmente di trazione. Mentre la trave passa dall'azione ad arco all'azione della catenaria, il carico applicato è portato principalmente dalle barre

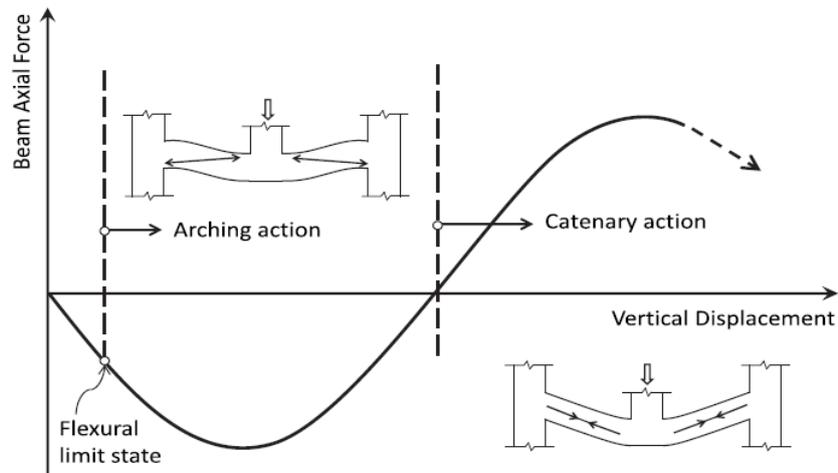


Figura 6.1: *Evoluzione dello sforzo assiale nella trave durante il processo di collasso progressivo*

d'armatura che dopo lo snervamento subiscono l'incrudimento. In Figura 6.2(b), sono evidenti le sollecitazioni assiali nell'acciaio di rinforzo all'inizio dell'azione di catenaria, le massime sollecitazioni di trazione si verificano nelle barre superiori delle estremità vincolate e nelle barre inferiori della sezione centrale della trave. Il collasso dello stato di catenaria può derivare dalla rottura delle barre longitudinali o dalla rottura dell'ancoraggio.

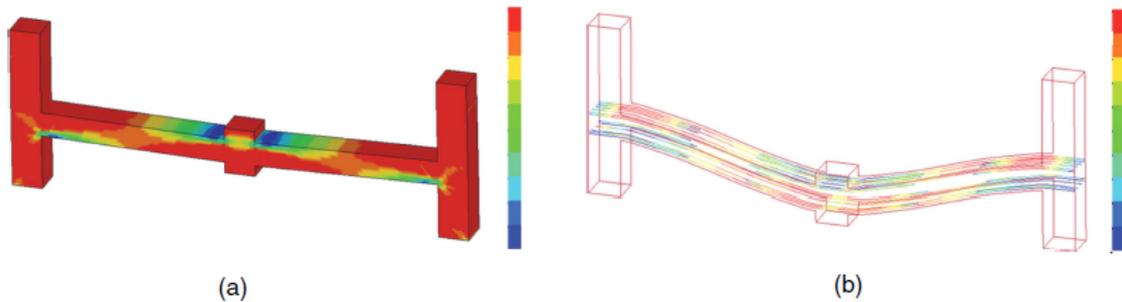


Figura 6.2: (a) *Sforzo assiale durante il meccanismo ad arco*; (b) *Sforzo assiale nelle barre di rinforzo durante il meccanismo a catenaria (rosso-trazione, blu-compressione)*

Da un'analisi di questo tipo il risultato atteso è visibile in Figura 6.3.

Si noti, più nel dettaglio, che nella prima fase, fino al raggiungimento del picco di flessione, il comportamento può essere considerato elastico, con una variazione

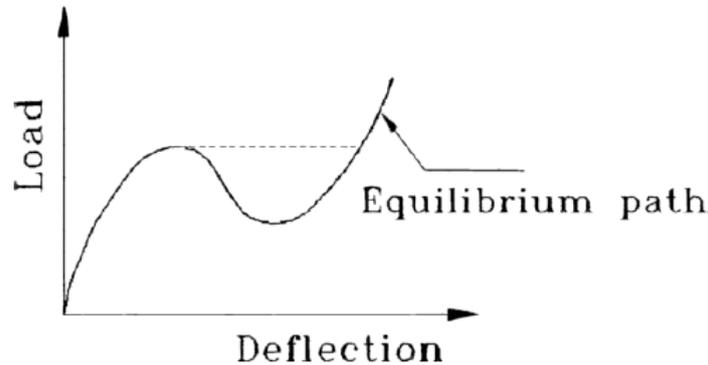


Figura 6.3: Curva di capacità attesa dall'analisi pushdown

negativa dello spostamento orizzontale del punto di estremità della trave. Ciò significa che la trave è soggetta ad una forza assiale di compressione. La compressione è dovuta al cracking che provoca un aumento della lunghezza della stessa il quale è parzialmente impedito dalla presenza delle colonne (vincoli di estremità). Successivamente si può notare una perdita di resistenza dovuta alla presenza di momento flettente negativo per le colonne laterali e momento positivo per la colonna centrale.

Il comportamento post-picco, dopo una prima fase di perdita di resistenza, è caratterizzato da una seconda fase di aumento della forza applicata. Questo accade a causa dell'insorgere del meccanismo a catenaria, confermato dallo spostamento orizzontale negativo (e quindi diretto verso l'esterno) per poi diventare positivo (e quindi diretto verso l'interno) all'inizio dell'effetto catenaria. Si passa dunque da una fase di compressione della trave ad una forza assiale di trazione ove il carico applicato ritorna ad aumentare. In questa fase c'è il passaggio da un comportamento flettente ad un comportamento a tirante.[15]

Si può sintetizzare il processo in tre fasi, facendo riferimento alla Figura 6.4 :

- *Comportamento ad arco*: le forze di compressione dell'arco si sviluppano a causa dei vincoli orizzontali.
- *Formazione delle cerniere plastiche*: la formazione delle fessure causate dalle barre in tensione e la rottura del calcestruzzo in compressione provoca una riduzione della resistenza
- *Comportamento a catenaria*: si mobilitano le forze di tensione degli acciai longitudinali per la formazione dell'effetto catenaria. Mentre la rotazione delle travi continua ad aumentare, la resistenza complessiva della struttura è dominata dallo sviluppo dell'azione catenaria, che impedisce un ulteriore calo del carico.

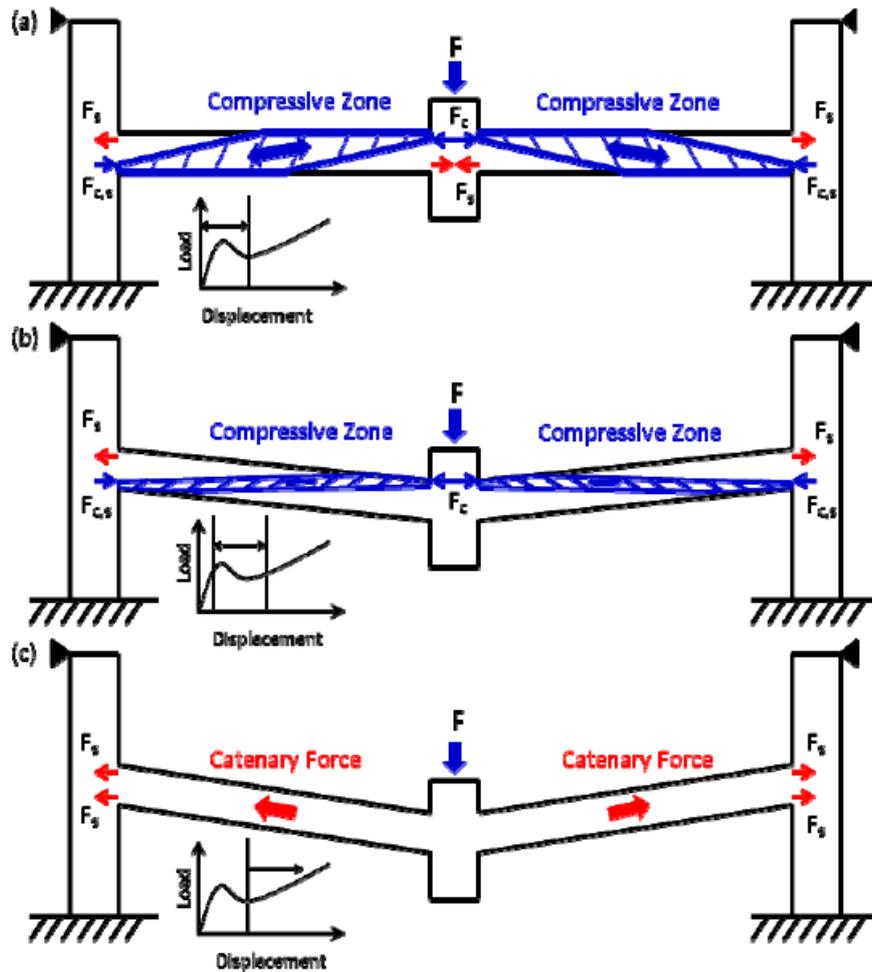


Figura 6.4: Tre fasi del trasferimento del carico: (a): Comportamento ad arco; (b): Formazione delle cerniere plastiche; (c): Comportamento a catenaria

Lo sviluppo di metodi statici per valutare il potenziale di collasso delle strutture è motivato dalla necessità per gli ingegneri di avere accesso ad approcci semplificati, economici che sono adatti per la maggior parte per edifici regolari. Il General Services Administration (GSA 2013) [1], ad esempio, fornisce un mezzo semplice per valutare il collasso sproporzionato attraverso analisi statiche lineari che possono essere eseguite utilizzando software commerciali comunemente disponibili. Metodi avanzati utilizzando metodi statici non lineari sono comparsi anche in letteratura. È stato anche di recente dimostrato che l'analisi pushdown statica non lineare può approssimativamente riprodurre i risultati ottenuti da una analisi dinamica non lineare attraverso un concetto di equilibrio energetico (Bao et al., 2017, [3]).

L'analisi non lineare può incontrare problemi di convergenza in situazioni che

coinvolgono le diverse non linearità, di conseguenza richiedono molte più iterazioni. Inoltre, la presenza di elementi come, ad esempio, i vincoli elastici che hanno comportamenti non lineari, e possono essere compressi e non, durante l’analisi, portano ad ulteriori costi computazionali significativi.

## 6.1 Analisi curve di capacità

Con il recorder relativo alle reazioni vincolari verticali, e lo spostamento in mezzeria, è possibile costruire la curva di capacità di ogni sistema.

I risultati salvati da OpenSees contengono, però, tutti i valori di ogni passo dell’analisi errori di convergenza compresi. Una tipica curva di capacità affetta da errori di convergenza è visibile in Figura 6.5.

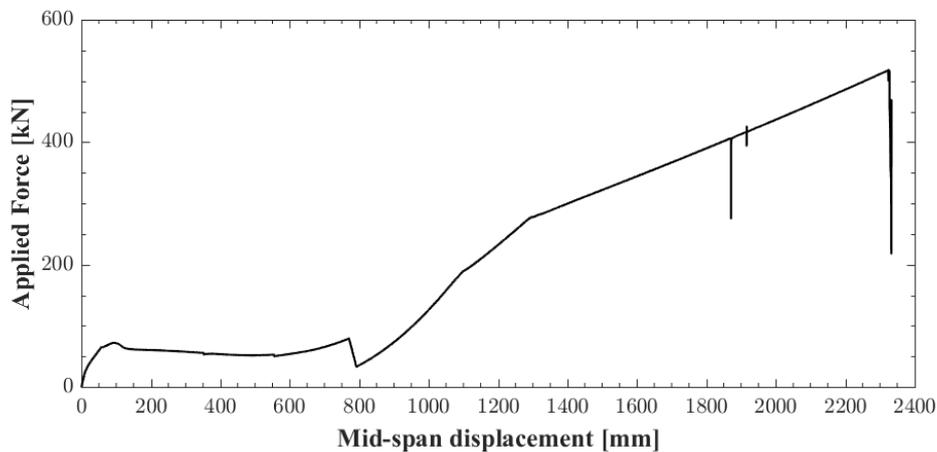


Figura 6.5: *Esempio di curva di capacità senza filtraggio dei dati*

Per eliminare i diversi punti singolari che rischierebbero di compromettere i risultati delle analisi successive, si è scelto di adoperare un filtraggio dei risultati mediante la funzione *filter* di MATLAB. Questa funzione consente di filtrare i dati in ingresso usando diverse funzioni filtro. Nello specifico, si è scelto di adoperare il *Moving-Average Filter*: il metodo più usato per eliminare il rumore bianco dai dati. Un filtro a media mobile scorre una finestra di lunghezza *windowSize* lungo i dati, calcolando le medie dei dati contenuti in ciascuna finestra. La seguente equazione alle differenze, definisce un filtro a media mobile di un vettore  $x$ :

$$y(n) = \frac{1}{windowSize} (x(n) + x(n-1) + \dots + x(n - (windowSize - 1)))$$

Per come si è definito il passo dell’analisi:  $dU = 0.1$  si è ritenuto opportuno un  $windowSize = 50$ . Una finestra di dati più piccola non è in grado di eliminare o

ridurre efficacemente gli errori; una finestra di dati più grandi comporta la perdita di informazioni nel tratto di curva rappresentante il passaggio dallo stato elastico allo stato plastico. Applicando il filtro alla curva mostrata in precedenza si ottiene la curva di capacità di Figura 6.6.

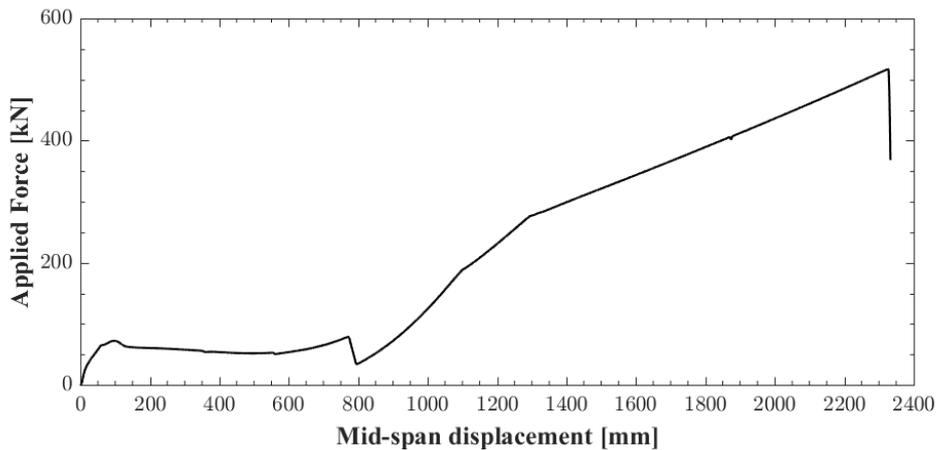


Figura 6.6: *Esempio di curva di capacità con filtraggio dei dati*

In particolare, nella curva mostrata, è possibile individuare il punto in cui si rompono le barre di rinforzo longitudinali inferiori in corrispondenza della colonna centrale, ed il punto in cui si rompono le barre di rinforzo longitudinali superiori in corrispondenza delle colonne di estremità. Figura 6.7.

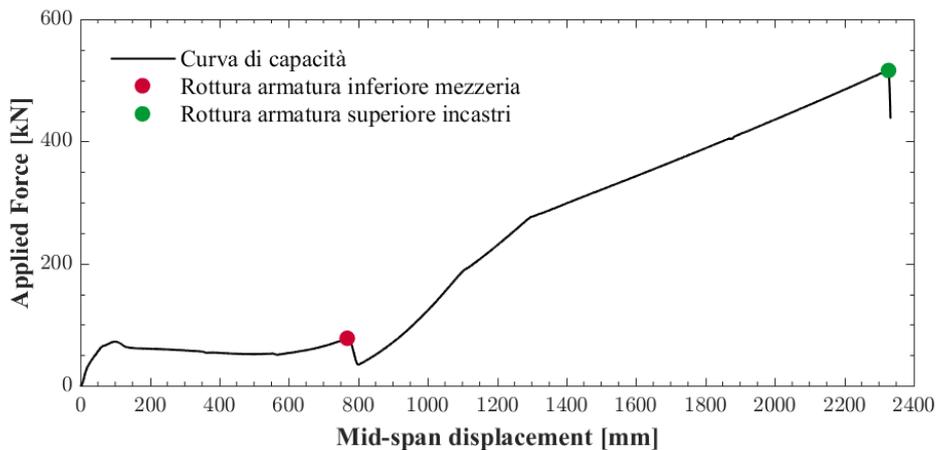


Figura 6.7: *Esempio di curva di capacità con filtraggio dei dati*

Sulla base di quanto detto in precedenza la visualizzazione di tutte le curve ottenute dall'analisi risulta essere complessa. Infatti, si ritiene opportuno dividere i risultati secondo dei criteri comuni per facilitarne la lettura.

Di seguito si riportano alcuni grafici significativi in cui si è scelto di far variare solo tre dei sette parametri, mantenendo i restanti quattro parametri fissi.

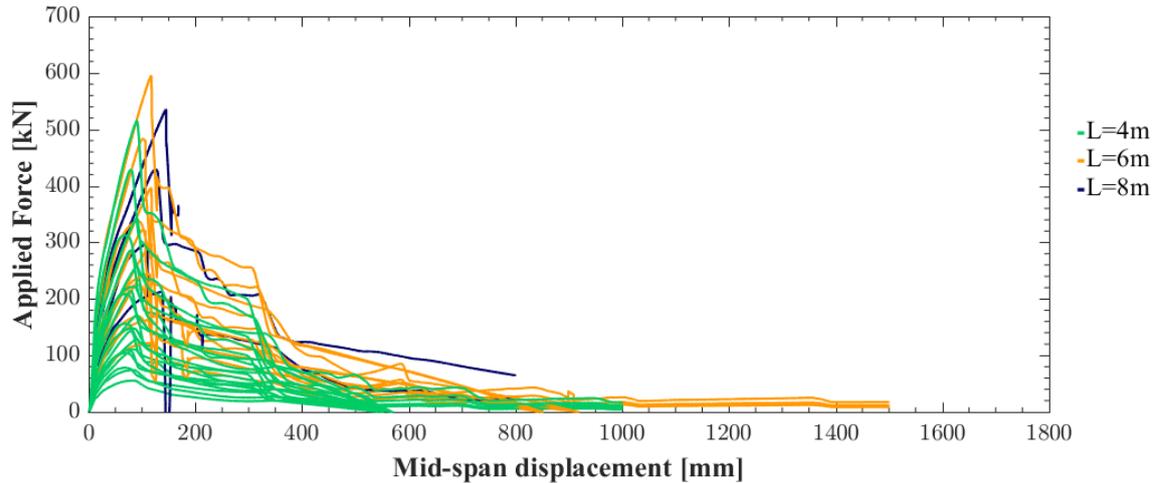


Figura 6.8: Esempio di curve di capacità.  $\alpha = 30\%$  ;  $\epsilon_{su} = 0.12$  ;  $k_{vincolo} = 10\%$  ;  $h = L/10$  ;  $b$ :variabile ;  $L$ :variabile ;  $\omega_{2T}$ :variabile

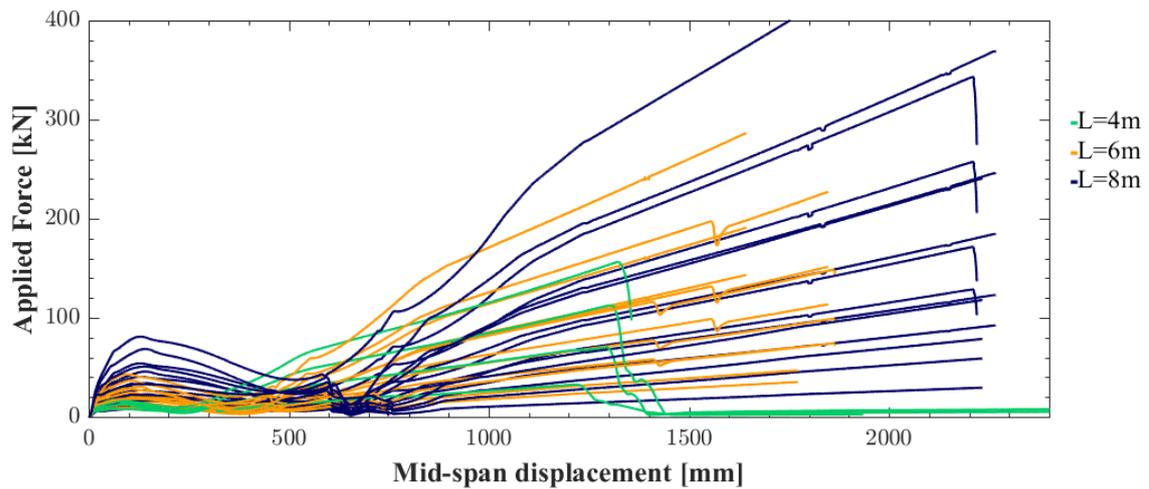


Figura 6.9: Esempio di curve di capacità.  $\alpha = 30\%$  ;  $\epsilon_{su} = 0.12$  ;  $k_{vincolo} = 10\%$  ;  $h = L/25$  ;  $b$ :variabile ;  $L$ :variabile ;  $\omega_{2T}$ :variabile

Dalle Figure 6.8 e 6.9 è chiaro il problema legato a questo studio: la difficoltà di rappresentazione dei risultati. I due grafici contano solo 60 delle 10800 curve disponibili, pertanto è necessario studiare diversi tipi di rappresentazioni per inquadrare la corretta relazione tra i parametri e la loro reale influenza sulla robustezza strutturale.

In generale, anche dalle due semplici rappresentazioni precedenti, risulta chiara l'influenza del parametro  $h$ . Raffigurando, infatti, i due valori estremi del range di variabilità del parametro, si passa da una sistema che non è in grado di sviluppare alcun altro meccanismo resistente oltre quello flessionale, ad un sistema in grado di sviluppare anche il meccanismo a catenaria prima del collasso.

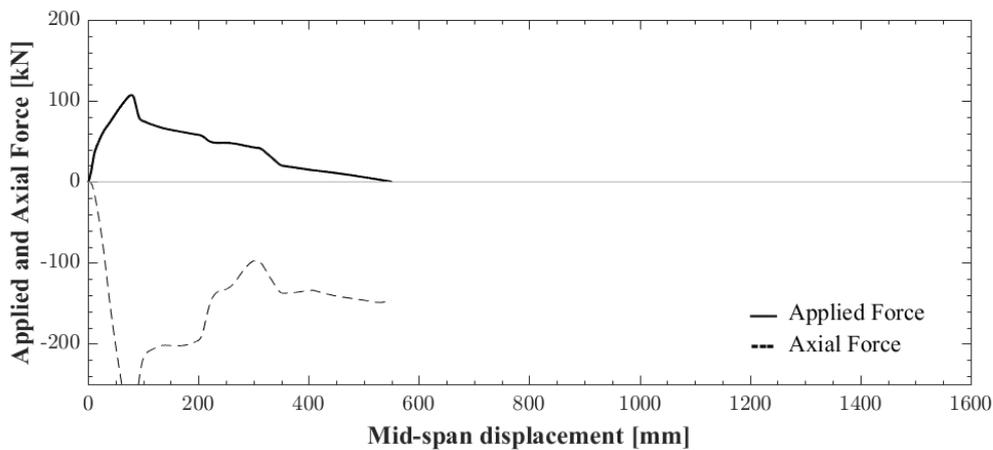


Figura 6.10: *Applied and axial force.*  $\alpha = 30\%$  ;  $\epsilon_{su} = 0.12$  ;  $k_{vincolo} = 10\%$  ;  $h = L/10$  ;  $b = 2h$  ;  $L = 4m$  ;  $\omega_2 = 0.225$

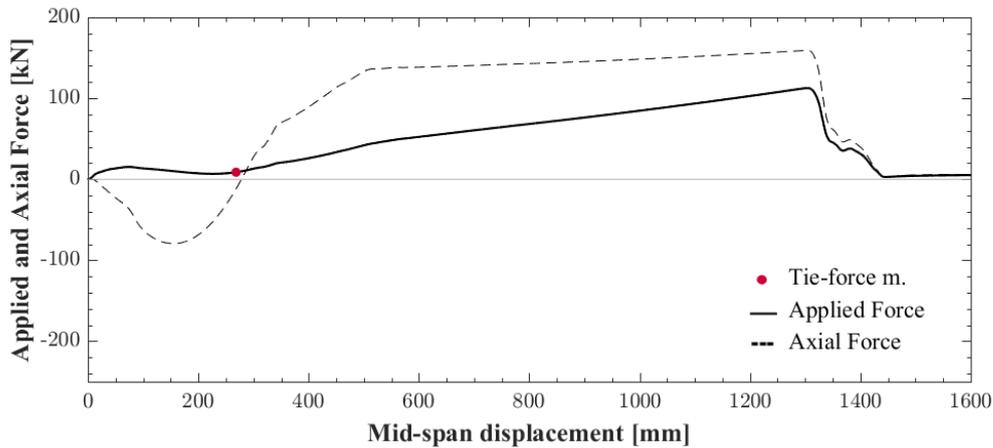


Figura 6.11: *Applied and axial force.*  $\alpha = 30\%$  ;  $\epsilon_{su} = 0.12$  ;  $k_{vincolo} = 10\%$  ;  $h = L/25$  ;  $b = 2h$  ;  $L = 4m$  ;  $\omega_2 = 0.225$

Per una migliore rappresentazione, si è scelto di estrapolare una singola trave da entrambi i grafici precedenti per confrontarla con la curva di sforzo normale registrato nella sezione di mezzeria. In questo modo, in Figura 6.10 e in Figura 6.11, è possibile individuare il punto esatto della curva di capacità in cui si instaura il meccanismo a catenaria.

Nel primo caso in cui l'altezza della sezione è  $L/10$  il meccanismo a catenaria non si instaura. Il collasso della struttura avviene successivamente alla rottura del calcestruzzo e delle armature longitudinali inferiori nella sezione di mezzeria. Il sistema risulta essere soggetto a sforzi normali tali da esaurire la resistenza della struttura. Diminuendo l'altezza della sezione, fino al valore massimo considerato  $L/25$ , a parità di tutti gli altri parametri, la struttura risulta essere meno compressa e pertanto in grado di sviluppare il meccanismo a catenaria che le conferisce ulteriore resistenza.

Dal paragrafo precedente risulta evidente che una rappresentazione del campione per intero è necessaria per studiare la totalità dei risultati dell'analisi. Si è quindi cercato un modo per rappresentare 10800 travi senza complicare o perdere l'efficacia della visualizzazione.

Trovare il parametro che identifica uno specifico comportamento della struttura è l'obiettivo di questo capitolo.

Da una prima analisi sulle curve di capacità si notano due punti fondamentali (Figura 6.12):

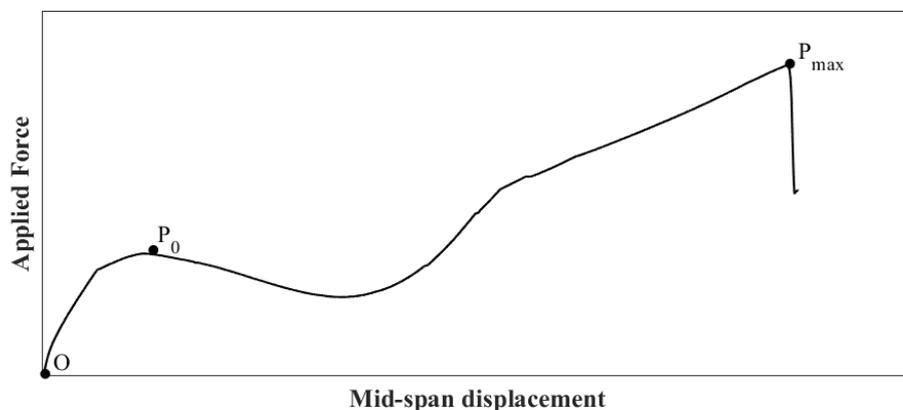


Figura 6.12: Localizzazione dei punti  $P_0$  e  $P_{max}$

- $P_0$ : il primo punto di massimo locale della curva di capacità. È un punto stazionario di equilibrio instabile. Dalla prima configurazione in cui l'arco compresso è scarico, all'aumentare della forza esso si carica, percorrendo stabilmente (in orizzontale) il tratto di curva  $O - P_0$ . Se si continua ad aumentare

il carico, si percorre il ramo virtuale fino al successivo punto di minimo locale imponendo lo spostamento crescente con continuità. Nella realtà si salta in maniera discontinua sul ramo stabile della curva successivo al punto di minimo locale. Di qui in poi il fenomeno è governato, come già detto nei capitoli precedenti, dal meccanismo a catenaria.

- $P_{max}$ : il secondo punto di massimo della curva di capacità. La presenza di questo punto indica che è avvenuto il passaggio al meccanismo a catenaria, che il carico si è stabilizzato e che ha ripreso ad aumentare. Oltre questo punto si ha il collasso del sistema.

Di conseguenza si individuano delle particolari relazioni per la rappresentazione di questi punti caratteristici delle curve.

## 6.2 Adimensionalizzazione $P_{max}/P_0$ e $P_{max}/P_{flex}$

Una prima valutazione sulla possibilità dello sviluppo del meccanismo a catenaria è data dal rapporto  $P_{max}/P_0$ . Esso consente di affermare, in tutti i casi, se il meccanismo a catenaria è stato attivato successivamente al meccanismo ad arco. Infatti, si distinguono due situazioni:

- $P_{max}/P_0 = 1$ : il sistema riesce a verificare il meccanismo ad arco, ma lo sforzo di compressione troppo grande non consente una successiva ripresa di resistenza per sviluppare il meccanismo a tirante.
- $P_{max}/P_0 > 1$ : il sistema è in grado di sviluppare il meccanismo a catenaria.

Una seconda valutazione è stata condotta sulla capacità flessionale del sistema. Essa è stata valutata in seguito a considerazioni risalenti al Principio dei Lavori Virtuali ed i Teoremi dell'Analisi Limite. Secondo i quali: la struttura deformabile in equilibrio sotto l'azione di un sistema di forze esterne e sottoposta ad un sistema di spostamenti virtuali (congruenti e compatibili) deve verificare quanto segue:

$$L_e = L_i$$

il lavoro compiuto dalle sollecitazioni interne deve eguagliare il lavoro compiuto dalle forze esterne. Ne consegue che per una struttura piana composta di travi e caricata nel suo piano:

$$\sum_{i=1}^k P_i \cdot \delta_i = \sum_{j=1}^m M_j \cdot \theta_j$$

in cui  $m$  è il numero di cerniere plastiche.

In riferimento al Teorema Cinematico si ha che: plasticizzando un numero sufficiente di sezioni una struttura  $n$  volte iperstatica può essere trasformata in un meccanismo cinematicamente ammissibile. Si può trovare il carico che lo rende equilibrato come il minore di quelli cinematicamente ammissibili (se la rotazione in ogni cerniera ha segno concorde a quello del momento, il carico considerato è quello di collasso).

In particolare ed in riferimento alla Figura 6.13 risulta immediato il calcolo del carico di collasso:

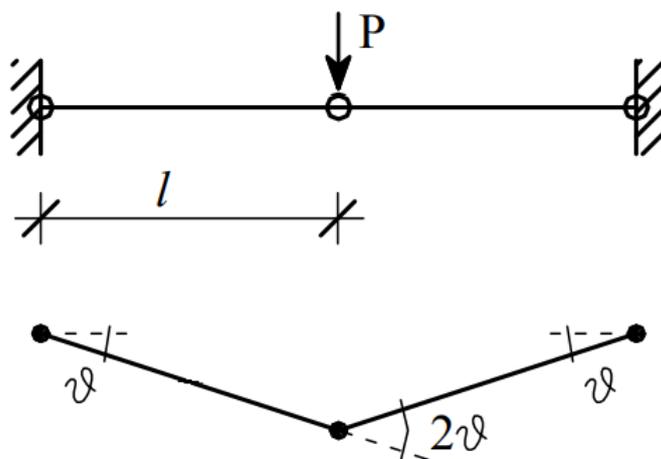


Figura 6.13: Applicazione del Teorema Cinematico ad una trave doppiamente incastrata

$$P = \frac{4M_p}{l}$$

in cui  $M_p$  è il momento plastico delle sezioni in cui si verificano le cerniere plastiche.

Trasponendo il ragionamento di cui sopra, al campione di travi in esame, ricordando che le sezioni lungo lo sviluppo della trave sono armate diversamente, risulta:

$$P_{flex} = \frac{2M_{pi} + 2M_{pj}}{L}$$

La diversa disposizione dei rinforzi longitudinali inferiori e superiori comporta un differente calcolo del momento plastico delle sezioni in corrispondenza degli incastri di estremità ( $M_{pi}$ ), rispetto alle sezioni in corrispondenza dell'appoggio centrale ( $M_{pj}$ ). In questo modo  $P_{flex}$  rappresenta il carico più piccolo che verifica il collasso della struttura, in caso di flessione semplice, pertanto rappresenta una misura della capacità flessionale della stessa.

Nel seguito si riportano i risultati di tutte le travi diagrammando in ascissa il rapporto  $P_{max}/P_{flex}$  ed in ordinata il rapporto  $P_{max}/P_0$ . In Figura 6.14 si associa ad ogni punto rappresentato, la trave che l'ha generato.

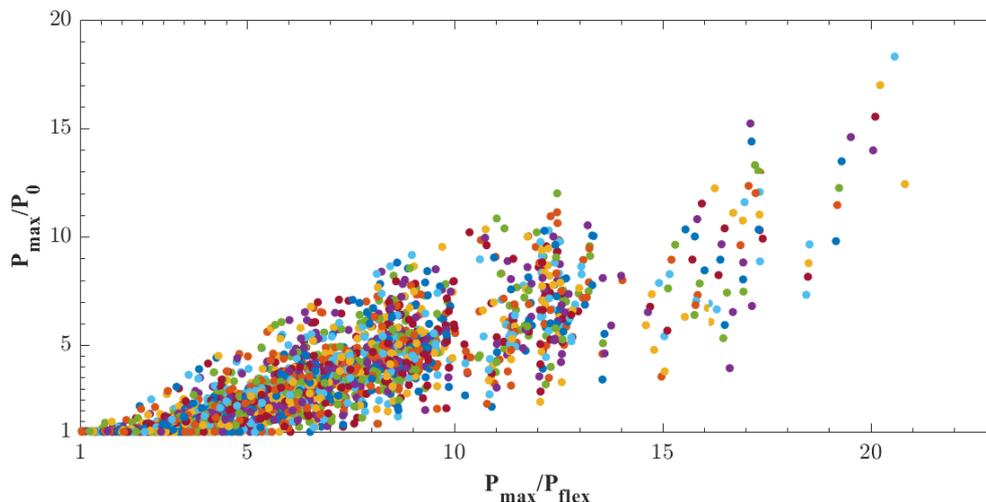


Figura 6.14: *Rappresentazione dell'intero campione di travi*

Dalla rappresentazione precedente, sebbene poco efficace e visivamente complessa, risulta che in seguito alla perdita dell'appoggio centrale, alcune travi riescano a sviluppare un meccanismo a tirante in grado di sopportare anche più di 10 volte il carico sopportato dal meccanismo a puntone. È risultato chiaro che i rapporti  $P_{max}/P_0$  e  $P_{max}/P_{flex}$ , se da un lato permettono di dividere tutte le travi rispetto al differente meccanismo che riescono a sviluppare, dall'altro rivelano dei risultati poco veritieri. Inoltre, l'adimensionalizzazione  $P_{max}/P_0$  comporta la perdita di informazioni circa la reale configurazione geometrica e meccanica della trave: curve di capacità estremamente diverse per resistenza disponibile, risultano essere simili se valutate dal precedente rapporto. Infine, nella valutazione del  $P_{flex}$  si sta trascurando la contemporanea presenza di sforzo normale, il quale dalle figure 6.10 e 6.11 risulta essere fortemente discriminante.

Da questa prima rappresentazione in forma adimensionale dell'intero campione di travi è emerso che il parametro in funzione del quale si adimensionalizzano le curve di capacità, è fondamentale per poter trarre delle conclusioni, sulle analisi condotte, che siano veritiere. Pertanto, a partire da questo primo ragionamento si è cercato di capire quanto effettivamente il meccanismo a catenaria sia in grado di sopportare il carico prima del collasso totale della struttura. Ancora più nel dettaglio, entrambi i meccanismi a puntone e a tirante devono essere confrontati con il reale carico di progetto della struttura nelle condizioni iniziali, cioè in presenza della colonna centrale. Da queste considerazioni, deriva lo studio del prossimo paragrafo.

### 6.3 Adimensionalizzazione $P_0/R$ e $P_{max}/R$

In fase di progetto dell'edificio, è utile ricordare la presenza di tutte le colonne del telaio e, di conseguenza, che la totalità di esse sono reagenti. Solo in seguito all'improvvisa rimozione di una di queste, il sistema reagisce come spiegato precedentemente. Pertanto è necessario costruire un parametro che tenga conto anche della situazione iniziale di progetto ed in particolare del carico di progetto. Dal carico di progetto, infatti, è possibile definire la reazione  $R$  che si avrebbe sull'appoggio centrale prima del collasso di questo. Si ricorda che il cedimento del vincolo centrale è stato studiato con un'analisi di pushdown. La reazione  $R$  dell'appoggio centrale tende progressivamente a zero nel momento in cui esso non è più reagente.

Inizialmente si parte, dunque, da uno schema statico rappresentato in Figura 6.15, dal quale per ragioni di simmetria si può ricavare lo schema statico di trave doppiamente incastrata soggetta ad un carico uniformemente distribuito.

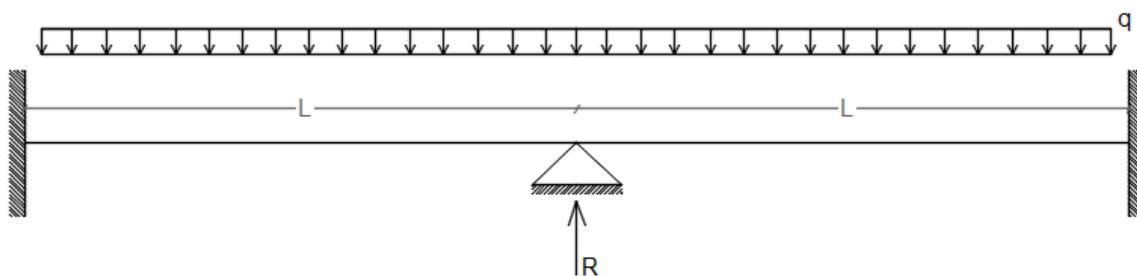


Figura 6.15: *Schema statico con appoggio centrale*

Dalla distribuzione di momento flettente è immediato risalire al momento resistente di progetto delle sezioni adiacenti all'incastro, il quale risulta:

$$M_{Rd} = \frac{qL^2}{12} \quad (6.1)$$

Il momento resistente  $M_{Rd}$  per ogni trave risulta dipendente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione secondo la relazione:

$$M_{Rd} = \mu b d^2 f_{cd}$$

Il carico uniformemente distribuito è dato dalla somma dei carichi permanenti e variabili secondo la combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) definita secondo normativa [18]. Per comodità di calcolo, si è definito un carico variabile pari alla metà del carico permanente, pertanto risulta:

$$\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \frac{g}{2} \quad (6.2)$$

In quest'ultima relazione,  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  sono rispettivamente 1.3 e 1.5 secondo normativa.

Di conseguenza, dalle equazioni precedenti risulta immediato risalire al carico di progetto di ciascuna trave:

$$\frac{12M_{Rd}}{L^2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \frac{g}{2} \quad (6.3)$$

$$g = \frac{12M_{Rd}}{L^2 \left( \gamma_G + \frac{\gamma_Q}{2} \right)} \quad (6.4)$$

Per cui la reazione  $R$  sull'appoggio centrale allo stato limite di esercizio (SLE) in combinazione quasi permanente, secondo normativa, risulta univocamente determinata:

$$R = \left( g + \Psi_2 \cdot \frac{g}{2} \right) L \quad (6.5)$$

A questo punto la grandezza  $R$  rappresenta una discriminante per le 10800 travi. Infatti, adimensionalizzando le curve di capacità rispetto a questa grandezza si individuano quattro comportamenti caratteristici secondo i quali raggruppare i risultati delle analisi. Si valutano i rapporti:

$$P_0/R \quad P_{max}/R$$

In riferimento alla Figura 6.16, si riconoscono quattro casi in cui:

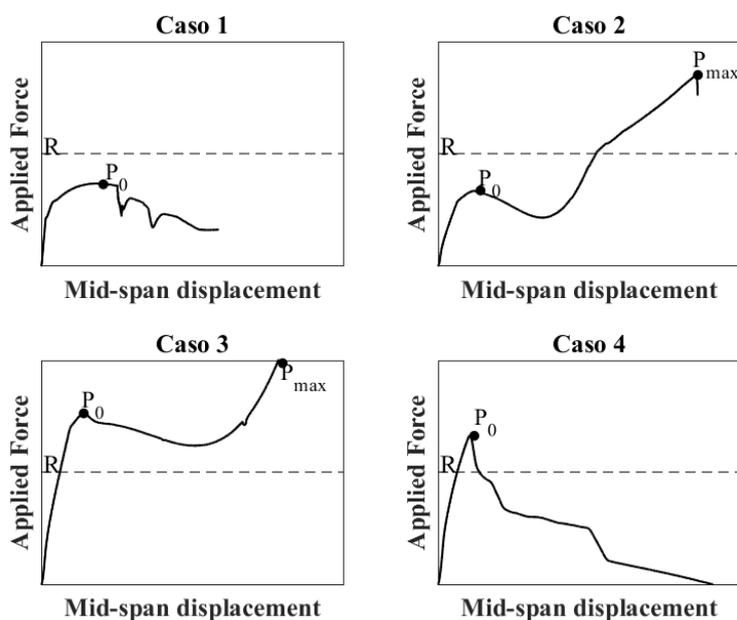


Figura 6.16: *Rappresentazione schematica dei quattro comportamenti*

- *Caso 1*:  $P_0/R < 1 \wedge P_{max}/R < 1 \vee P_0/R < 1 \wedge P_0 = P_{max}$ . Il sistema, a seguito della perdita dell'appoggio centrale, non è in grado di reggere il carico di progetto.
- *Caso 2*:  $P_0/R < 1 \wedge P_{max}/R > 1$ . Il sistema, a seguito della perdita dell'appoggio centrale, raggiunge una nuova configurazione di equilibrio, instaurando il meccanismo a catenaria.
- *Caso 3*:  $P_0/R > 1 \wedge P_{max}/R > 1$ . Il sistema, a seguito della perdita dell'appoggio centrale, ha una resistenza tale da raggiungere l'equilibrio ancora prima di instaurare il meccanismo a catenaria.
- *Caso 4*:  $P_0/R > 1 \wedge P_0 = P_{max}$ . Il sistema, a seguito della perdita dell'appoggio centrale, ha una resistenza tale da raggiungere l'equilibrio con il meccanismo di arco compresso e subito dopo giunge al collasso.

Diagrammando in ascissa il rapporto  $P_{max}/R$  ed in ordinata il rapporto  $P_0/R$  è possibile rappresentare l'intero campione di travi divise secondo i quattro comportamenti, secondo lo schema riportato in Figura 6.17.

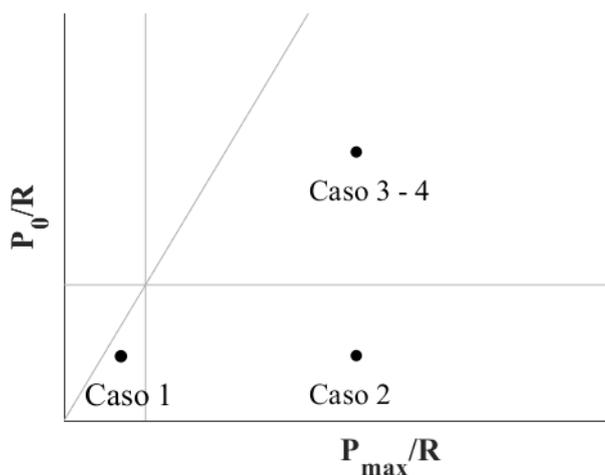


Figura 6.17: *Rappresentazione schematica dei quattro comportamenti*

Un'analisi in questi termini mostra quando l'equilibrio è raggiunto in flessione semplice con il meccanismo ad arco o meccanismo a puntone, oppure quando lo stesso meccanismo a catenaria non è sufficiente per reggere il carico di progetto. Nel seguito si riportano i risultati di tutte le travi diagrammando in ascissa il rapporto  $P_{max}/R$  ed in ordinata il rapporto  $P_0/R$ . In Figura 6.18 si associa ad ogni punto rappresentato, la trave che l'ha generato.

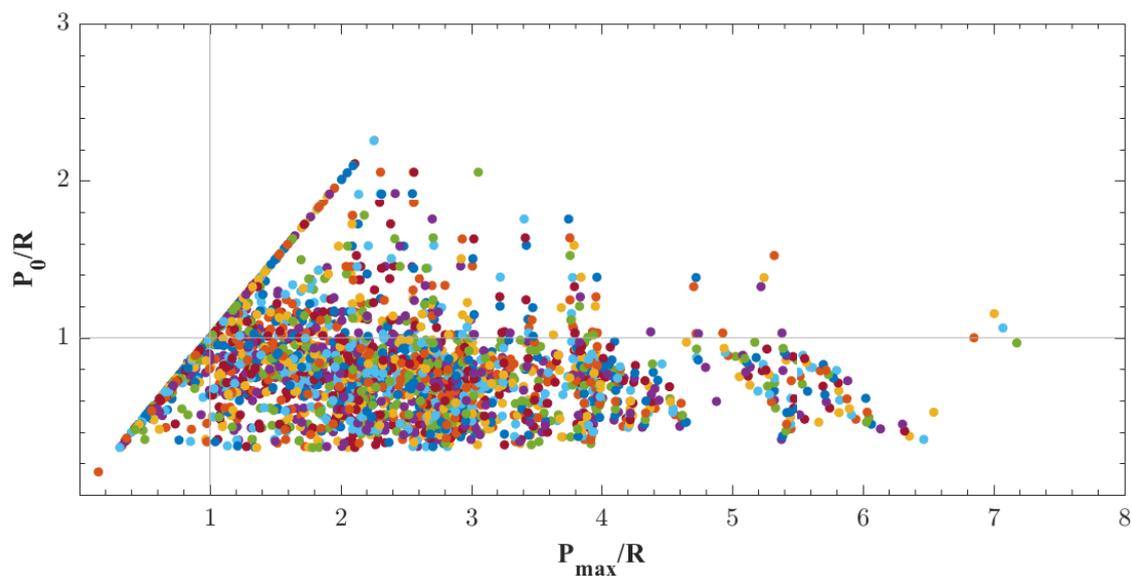


Figura 6.18: *Influenza della variazione di  $L$*

Questa rappresentazione consente di affermare che la maggior parte del campione si concentra nella zona del grafico in cui  $P_0/R < 1 \wedge P_{max}/R > 1$  e quindi l'equilibrio è permesso dall'instaurarsi del meccanismo a tirante. Più nel dettaglio si ha:

- *Caso 1*: 1642 travi;
- *Caso 2*: 5264 travi;
- *Caso 3*: 1109 travi;
- *Caso 4*: 805 travi;

Nei paragrafi successivi si cerca di capire un criterio generale con la quale le travi si dividono tra le quattro situazioni sopra esposte.

La rappresentazione precedente risulta essere, anch'essa, poco efficace e visivamente complessa, pertanto nel seguito si utilizzano diversi colori per evidenziare le diverse influenze dei parametri e si spiegano queste, attraverso i grafici più caratteristici e significativi.

## 6.4 Influenza della variazione di $L$

Per studiare ogni singolo parametro e la dipendenza della risposta strutturale da esso, è necessario mantenere costanti gli altri parametri, facendo attenzione ai legami di dipendenza tra le variabili. Per lo studio della variabilità di  $L$  si sono mantenuti costanti i parametri legati alle proprietà geometriche e meccaniche della sezione.

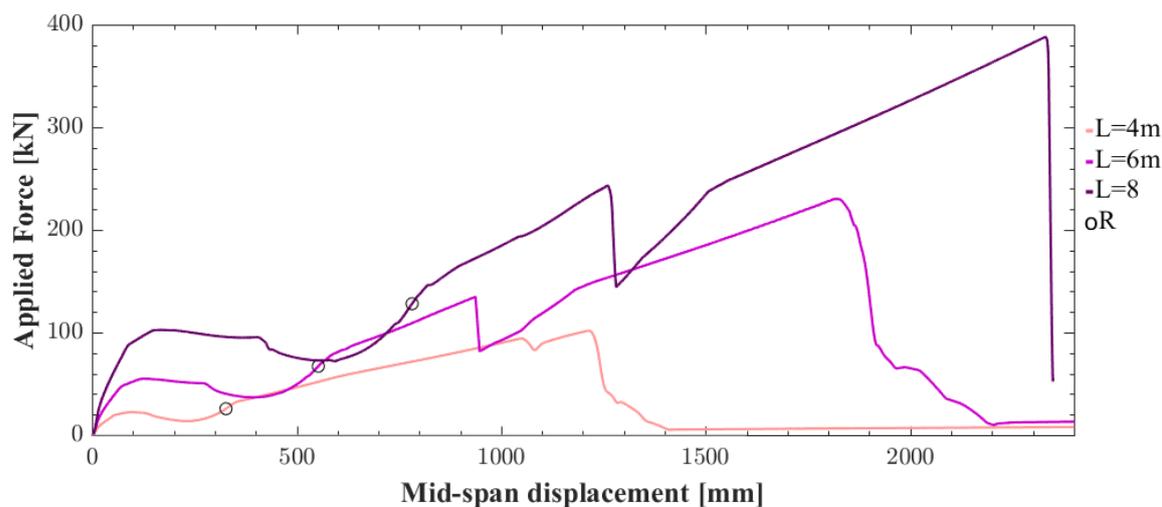


Figura 6.19: *Influenza della variazione di  $L$ . Parametri fissi:  $h = L/25$  ;  $b = 2h$  ;  $\epsilon_{su} = 0.12$  ;  $\omega_{2T} = 0.164$  ;  $\alpha = 100\%$  ;  $k_{vincolo} = 20\%$*

In Figura 6.19 , si evincono le differenze legate alla variazione di lunghezza della trave. In particolare, si è scelto di rappresentare le curve di capacità di tre travi aventi:

- $h = L/25$
- $b = 2h$
- $\epsilon_{su} = 0.12$
- $\omega_{2T} = 0.164$
- $\alpha = 100\%$
- $k_{vincolo} = 20\%$

Si evince, dunque, che una lunghezza  $L$  maggiore, consente una maggiore capacità del sistema di instaurare il meccanismo a catenaria. In figura è indicato il punto in cui il carico eguaglia la reazione  $R$ . I tre sistemi, in questo caso, raggiungono l'equilibrio grazie al meccanismo a catenaria. Cambiando, però, i parametri costanti emergono altre considerazioni, pertanto la rappresentazione dell'intero campione di travi risulta necessaria per comprendere la tendenza generale della variazione di  $L$ .

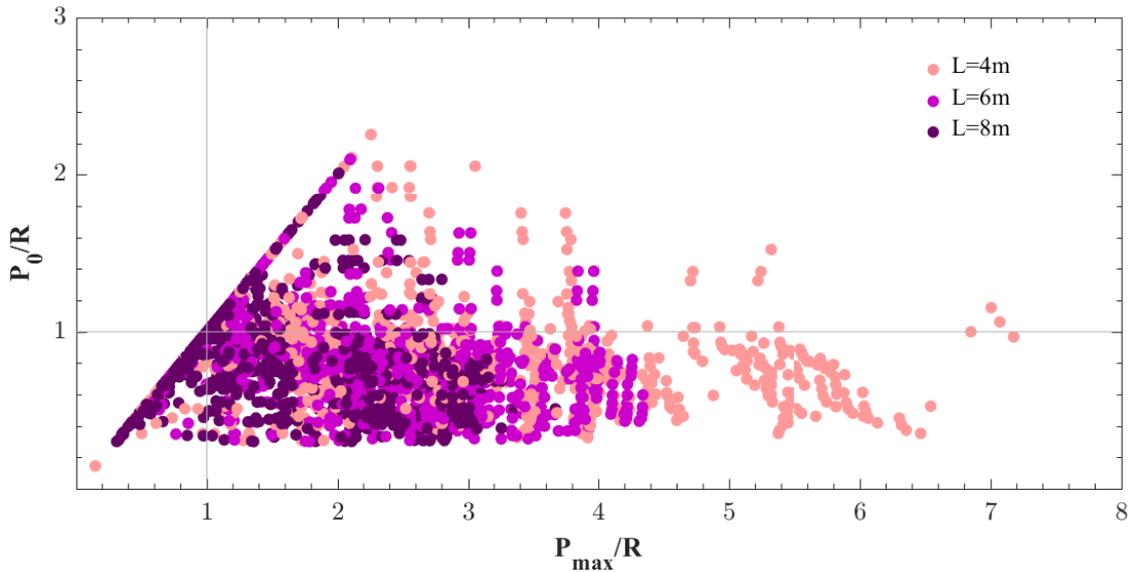


Figura 6.20: *Influenza della variazione di  $L$ : rappresentazione dell'intero campione di travi*

La Figura 6.20 mostra che generalmente i rapporti maggiori di  $P_{max}/R$  si ottengono per  $L = 4m$ . Più è grande lo sviluppo della trave più risulta difficile portare il carico di progetto prima del collasso, pertanto si registrano i risultati peggiori tendenzialmente per  $L = 8m$ .

Nel seguito si riportano i principali grafici, in cui si mostrano più nel dettaglio la variabilità delle restanti grandezze in funzione del parametro studiato. Da questi, è stato possibile affermare con più precisione alcune conclusioni.

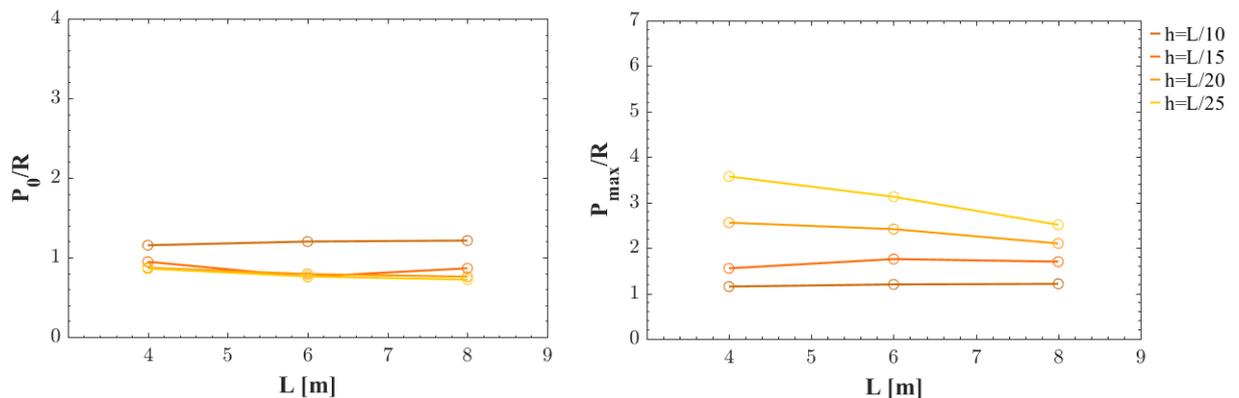


Figura 6.21: *Variabilità di  $h$  in funzione di  $L$*

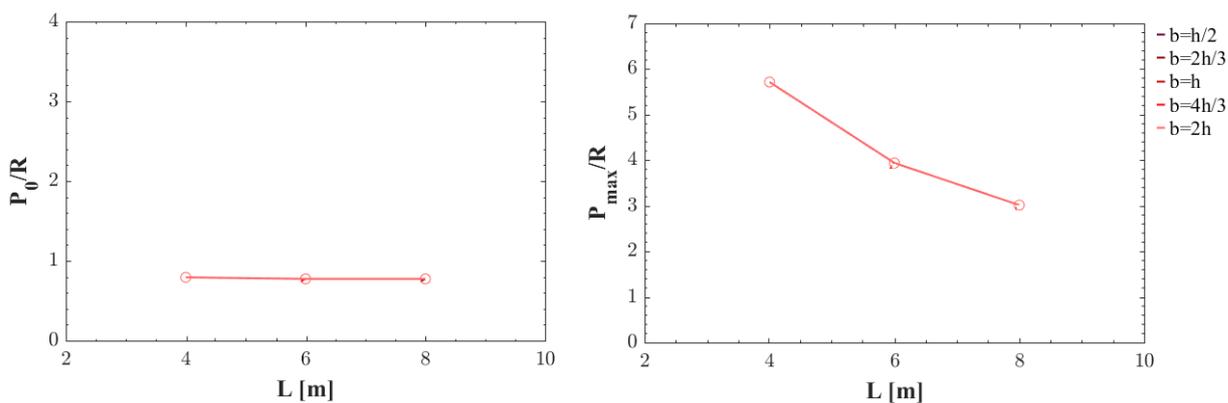


Figura 6.22: Variabilità di  $b$  in funzione di  $L$

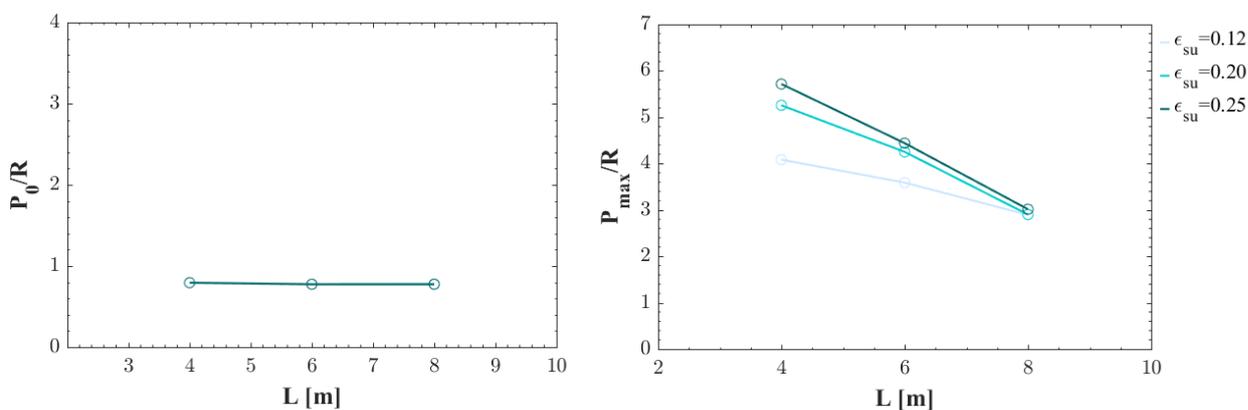


Figura 6.23: Variabilità di  $\epsilon_{su}$  in funzione di  $L$

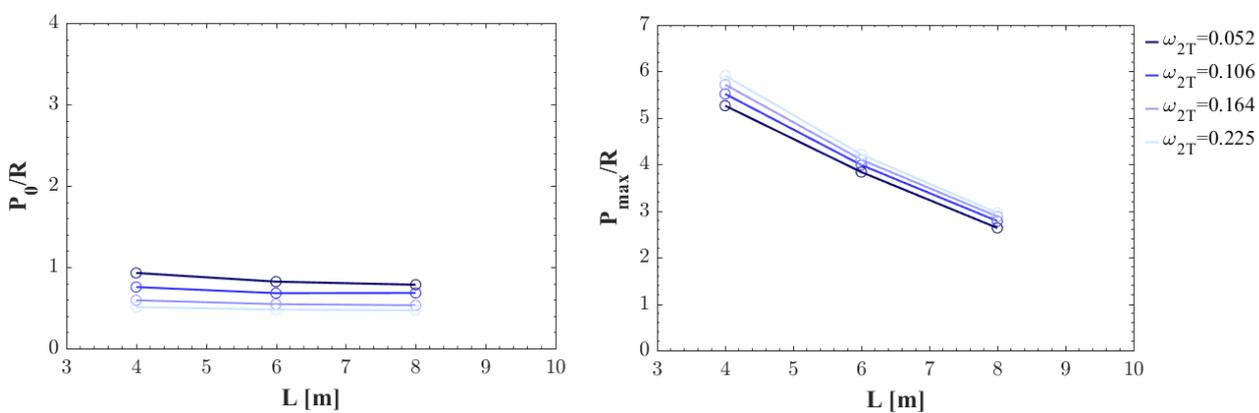
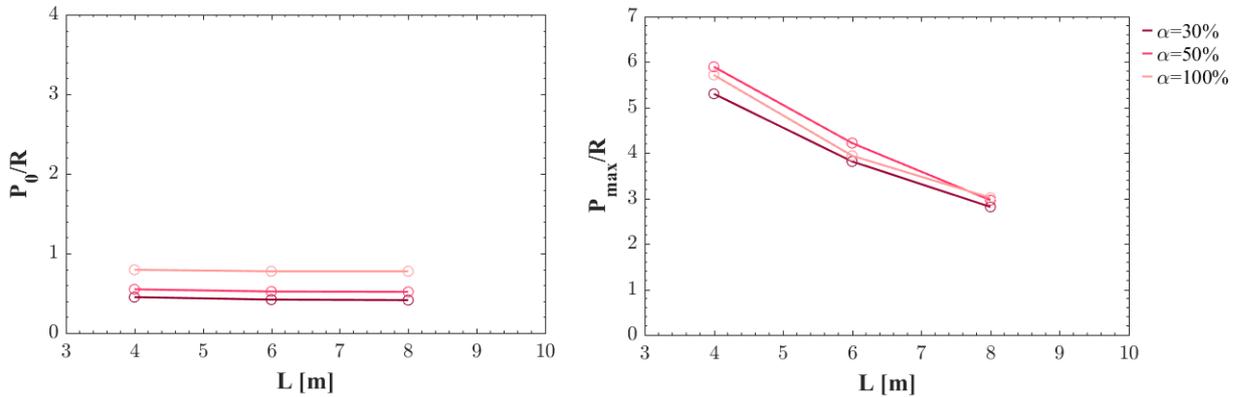
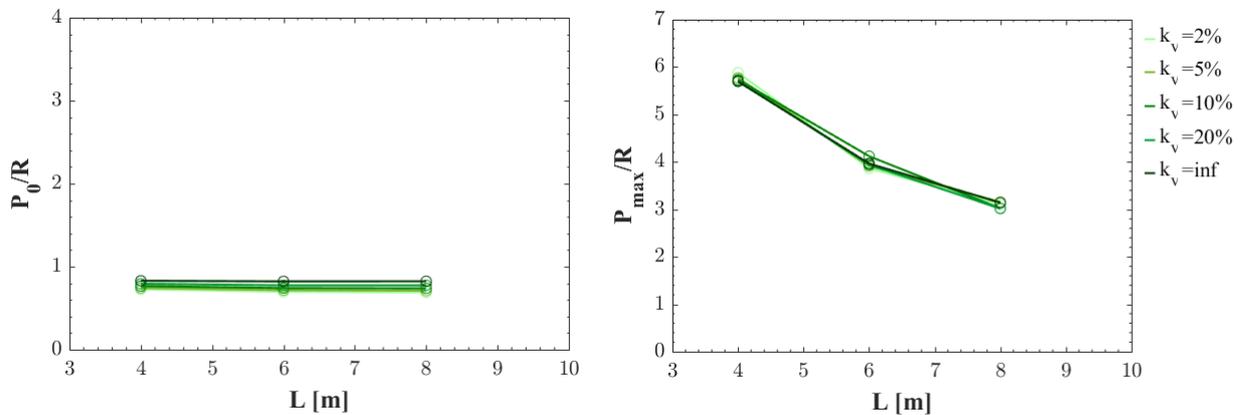


Figura 6.24: Variabilità di  $\omega_{2T}$  in funzione di  $L$

Figura 6.25: Variabilità di  $\alpha$  in funzione di  $L$ Figura 6.26: Variabilità di  $k_{vincolo}$  in funzione di  $L$ 

## 6.5 Influenza della variazione di $h$

Per lo studio della variabilità di  $h$  si sono mantenuti costanti i seguenti parametri: la lunghezza della trave, il rapporto  $b/h$ , la deformazione ultima dell'acciaio, la percentuale meccanica di armatura, il rapporto di armatura tesa rispetto l'armatura compressa, e la rigidezza assiale del vincolo. Nello specifico si ha:

- $L = 4m$
- $\omega_{2T} = 0.225$
- $b = 2h$
- $\alpha = 50\%$
- $\epsilon_{su} = 0.12$
- $k_{vincolo} = 20\%$

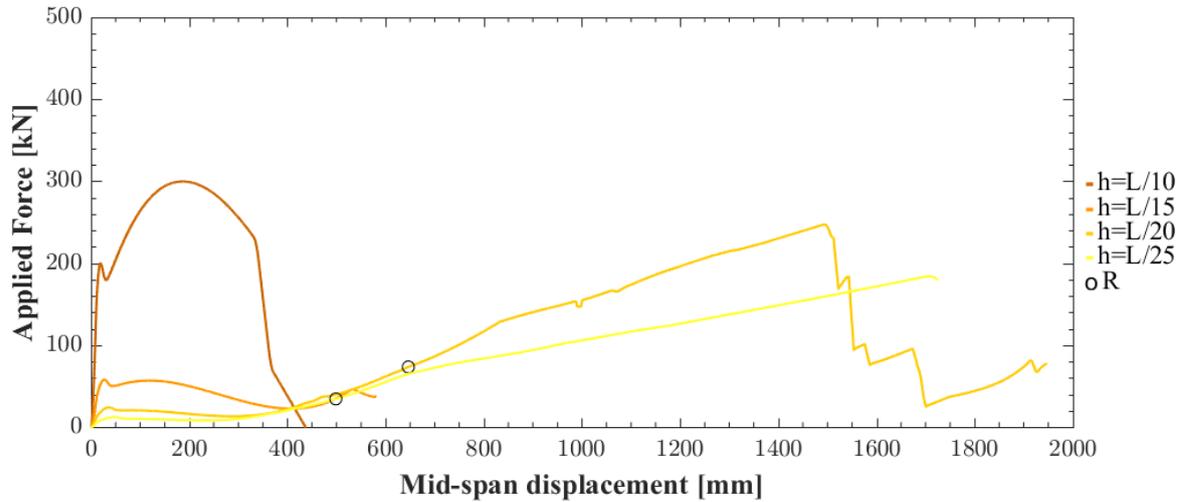


Figura 6.27: *Influenza della variazione di  $h$ . Parametri fissi:  $L = 4m$  ;  $b = 2h$  ;  $\epsilon_{su} = 0.12$  ;  $\omega_{2T} = 0.225$  ;  $\alpha = 50\%$  ;  $k_{vincolo} = 20\%$*

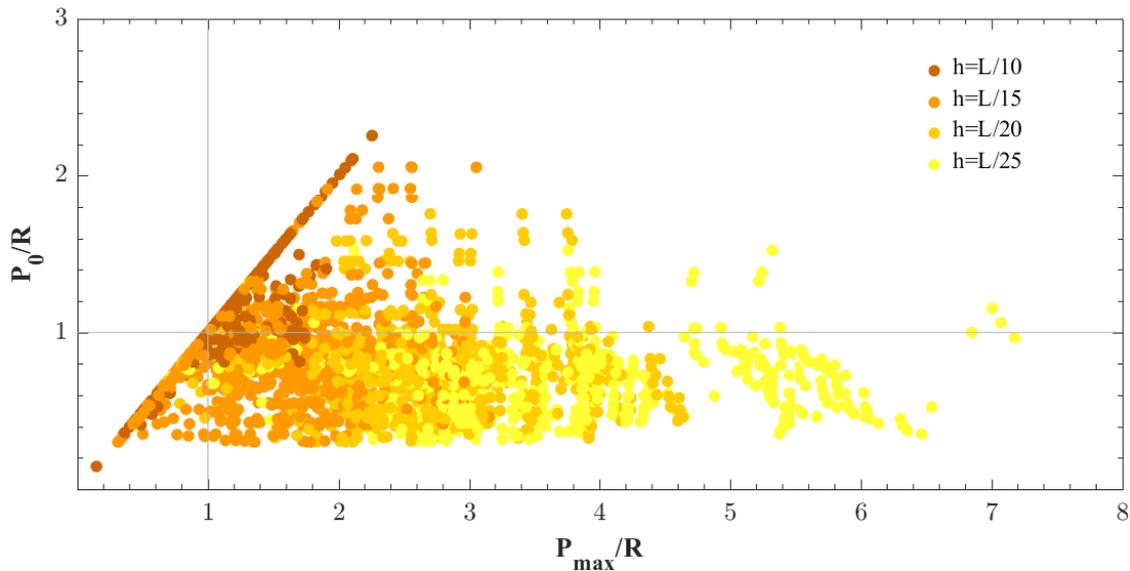


Figura 6.28: *Influenza della variazione di  $h$ : rappresentazione dell'intero campione di travi*

In Figura 6.27, è mostrata la variazione del solo parametro  $h$  sul sistema. È importante sottolineare che tutti gli altri parametri sono fissi e che dunque l'area geometrica delle armature longitudinali varia al variare dell'altezza poiché  $\omega_{2T}$  è costante. La resistenza maggiore di travi aventi un rapporto  $L/h$  basso, è da ricondursi all'aumentare del braccio di leva interno alla sezione. Il momento resistente della sezione varia con il quadrato dell'altezza utile della sezione pertanto un confronto

tra sistemi aventi lo stesso  $M_{Rd}$  non è stato possibile a causa della discretizzazione scelta del range di variabilità di  $h$  e di  $\mu_{2T}$ .

In figura è indicato il punto in cui il carico eguaglia la reazione  $R$ . I sistemi aventi  $h = L/10$  e  $h = L/15$ , sebbene essi mostrino un momento resistente maggiore non sono in grado di eguagliare la reazione dell'appoggio centrale, pertanto non riescono a raggiungere l'equilibrio e si verifica il collasso. Queste appartengono al caso 1 sopra citato. I sistemi aventi  $h = L/20$  e  $h = L/25$  raggiungono l'equilibrio grazie al meccanismo a catenaria (caso 2). La rappresentazione dell'intero campione di travi risulta necessaria per comprendere la tendenza generale della variazione di  $h$ . Figura 6.28. Si evince che la variazione del rapporto  $L/h$  influenza maggiormente  $P_{max}/R$  rispetto a  $P_0/R$ .

Per valori crescenti di  $L/h$  si ha una maggiore propensione allo sviluppo della catenaria come meccanismo per raggiungere una nuova configurazione di equilibrio. Incrociando i risultati ottenuti con questa adimensionalizzazione con la precedente adimensionalizzazione ( $P_{max}/P_0$ ,  $P_{max}/P_{flex}$ ), seppur con tutte le limitazioni del caso, si dimostra che i valori più alti del rapporto  $P_{max}/P_0$  sono imputabili a sistemi aventi  $h = L/25$ . Figura 6.29.

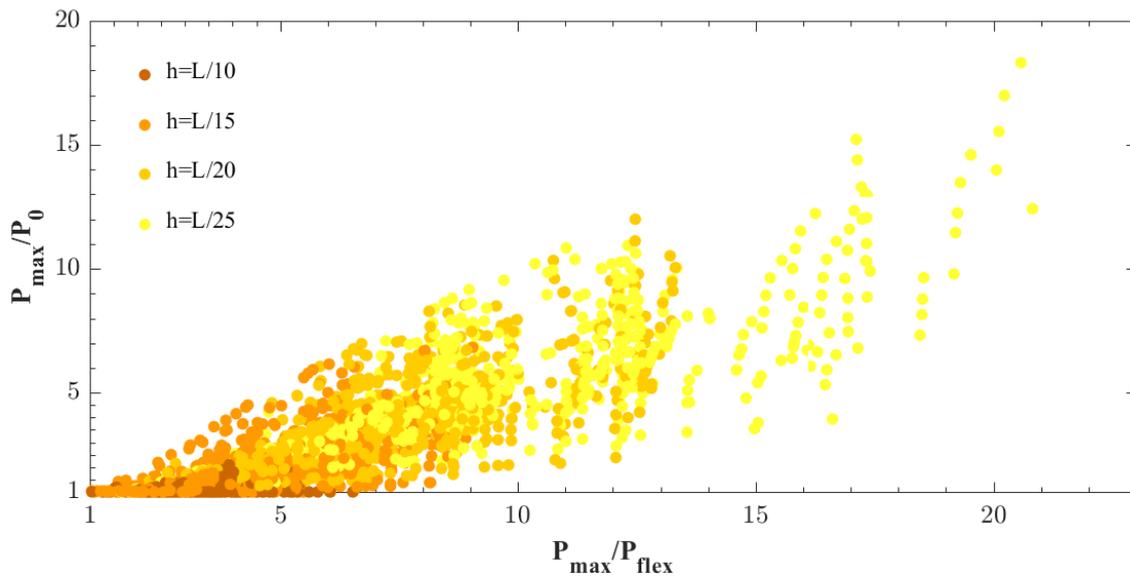


Figura 6.29: *Influenza della variazione di  $h$ : rappresentazione dell'intero campione di travi*

Valutando la variabilità, sui rapporti  $P_0/R$  e  $P_{max}/R$ , del parametro  $h$  in funzione delle altre variabili emergono ulteriori considerazioni. Per semplicità espositiva si inseriscono i grafici più significativi, tenendo presente che la valutazione è stata condotta sull'intero campione.

Nel seguito si riportano i principali grafici, in cui si mostrano più nel dettaglio la variabilità delle restanti grandezze in funzione del parametro studiato. Da questi, è stato possibile affermare con più precisione alcune conclusioni.

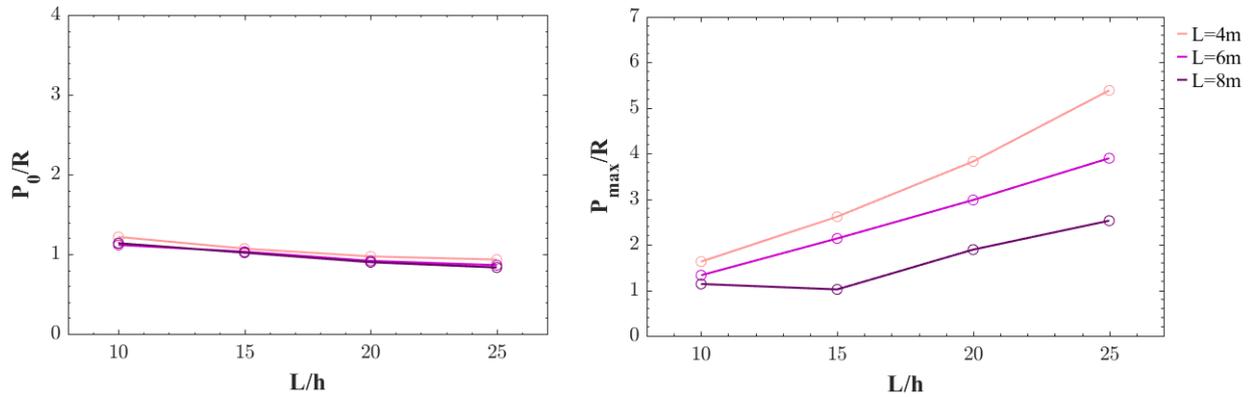


Figura 6.30: Variabilità di  $L$  in funzione di  $h$

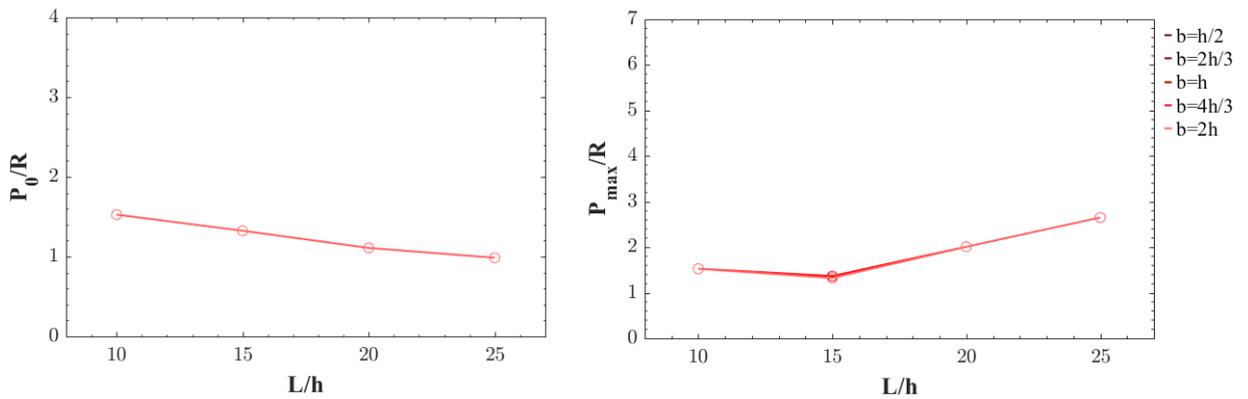


Figura 6.31: Variabilità di  $b$  in funzione di  $h$

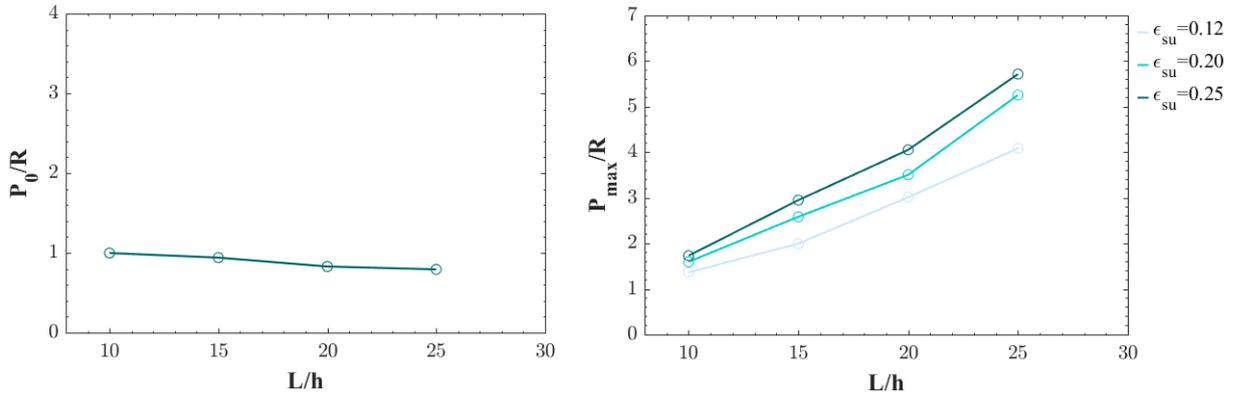


Figura 6.32: Variabilità di  $\epsilon_{su}$  in funzione di  $h$

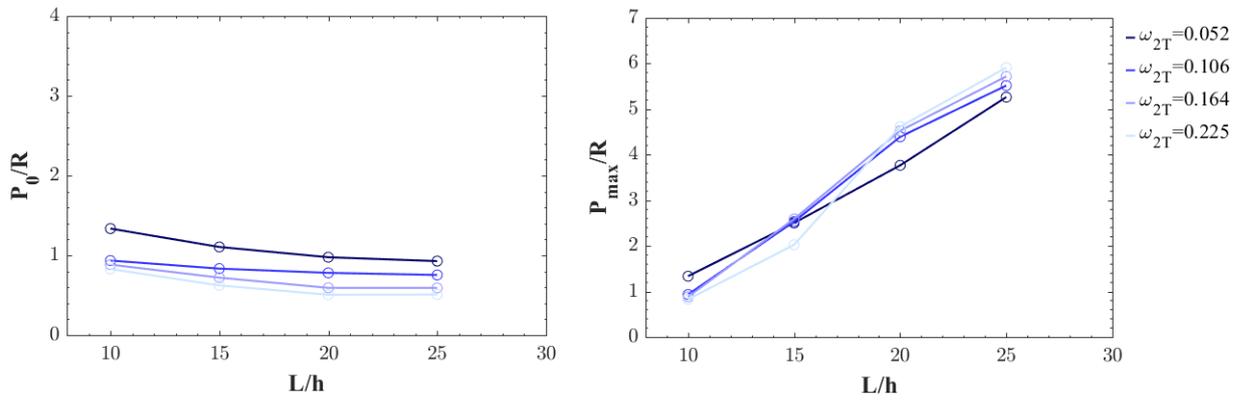


Figura 6.33: Variabilità di  $\omega_{2T}$  in funzione di  $h$

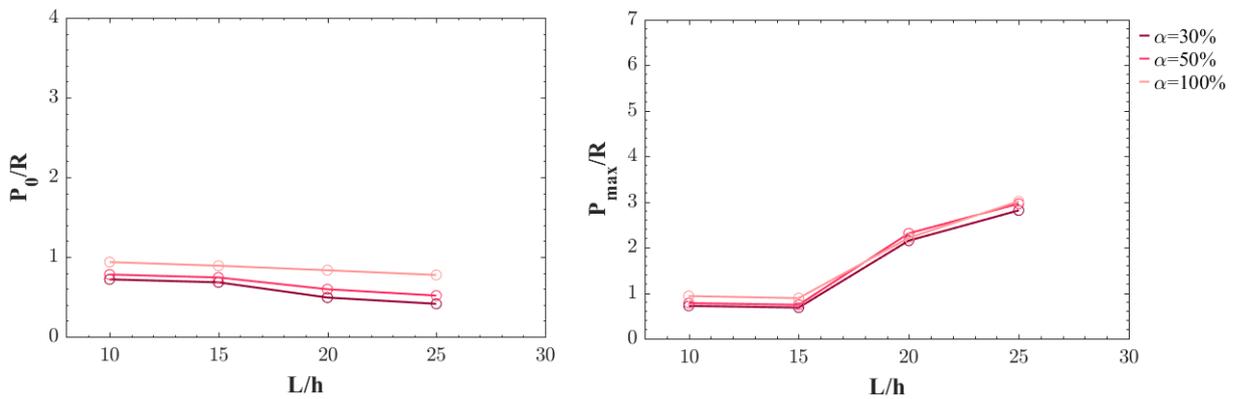


Figura 6.34: Variabilità di  $\alpha$  in funzione di  $h$

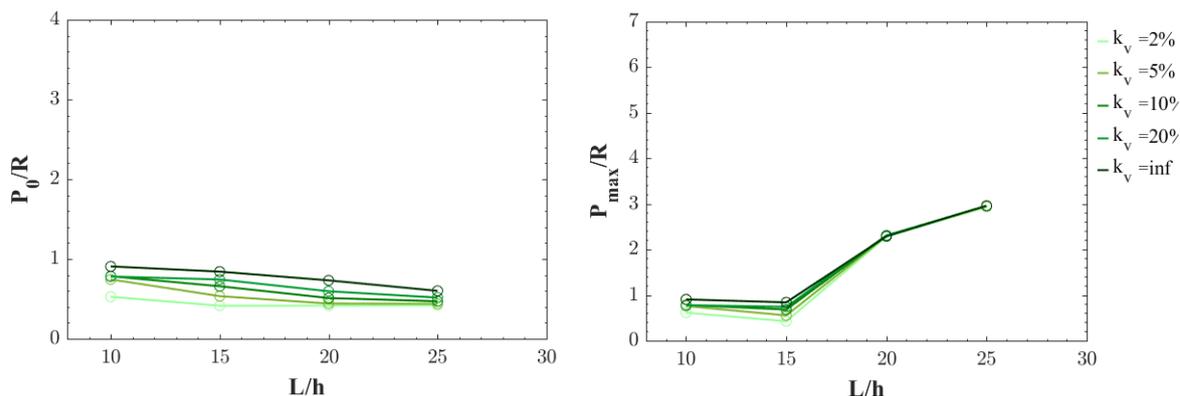


Figura 6.35: Variabilità di  $k_{vincolo}$  in funzione di  $h$

## 6.6 Influenza della variazione di $b$

Per lo studio della variabilità di  $b$  si sono mantenuti costanti i seguenti parametri: la lunghezza della trave, il rapporto  $L/h$ , la deformazione ultima dell'acciaio, la percentuale meccanica di armatura, il rapporto di armatura tesa rispetto l'armatura compressa, e la rigidezza assiale del vincolo. Nello specifico si ha:

- $L = 6m$
- $h = L/15$
- $\epsilon_{su} = 0.12$
- $\omega_{2T} = 0.225$
- $\alpha = 100\%$
- $k_{vincolo} = 10\%$

In Figura 6.36, si vuole rappresentare l'importanza della variazione della base della sezione della trave. A parità di altezza, e di percentuale meccanica di armatura, l'aumento della base conferisce un incremento di resistenza dovuto all'aumentare del momento resistente. Anche in questo caso si sottolinea che la percentuale di armatura è fissa, dunque è costante il momento adimensionale  $\mu_{2T}$  ma l'area geometrica dell'armatura aumenta in proporzione all'aumento della base. A questo è dovuto l'incremento di resistenza e pertanto, la possibilità di sopportare carichi maggiori.

È possibile un ulteriore confronto sulle curve dimensionali, per capire l'influenza della base mantenendo costante il quantitativo geometrico di armatura  $A_{2T}$ , in questo modo si mantiene costante il momento resistente dimensionale  $M_{Rd_{2T}}$  facendo variare  $\mu_{2T}$  e di conseguenza  $\omega_{2T}$ . Si ricorda che per la relazione:

$$M_{Rd} = \mu b d^2 f_{cd}$$

le grandezze  $b$  e  $\mu$  sono direttamente proporzionali, quindi un raddoppiamento della base coincide con un dimezzamento di  $\mu$ , e viceversa. Fissare il momento resistente adimensionale corrisponde a fissare la reazione  $R$ .

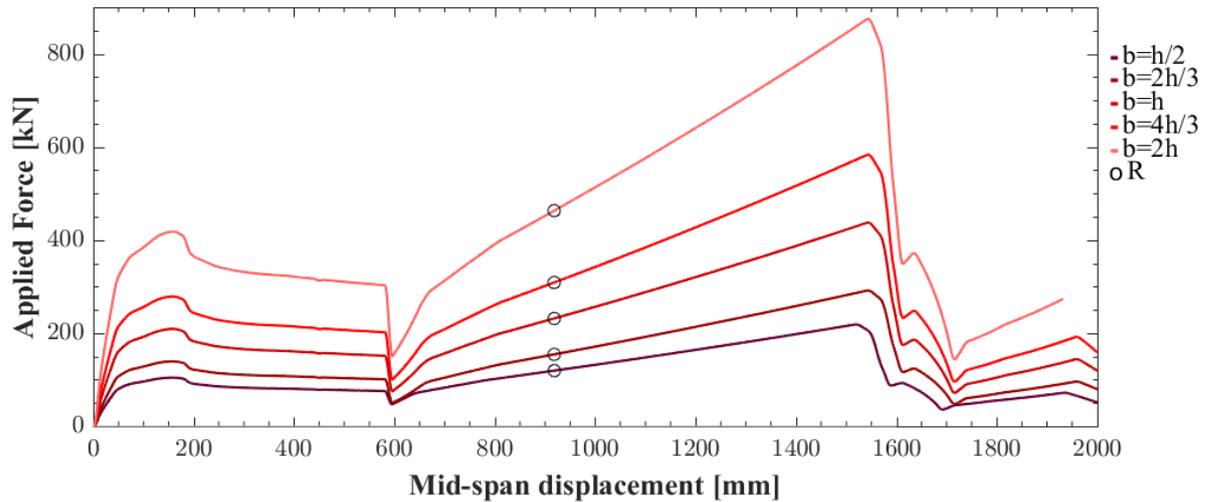


Figura 6.36: *Influenza della variazione di  $b$ . Parametri fissi:  $L = 6m$  ;  $h = L/15$  ;  $\epsilon_{su} = 0.12$  ;  $\omega_{2T} = 0.225$  ;  $\alpha = 100\%$  ;  $k_{vincolo} = 10\%$*

Dai grafici dimensionali si può notare che il calcolo dei rapporti  $P_0/R$  e  $P_{max}/R$  e di conseguenza  $P_{max}/P_0$  e  $P_{max}/P_{flex}$  è uguale per ogni curva di capacità. In Figura 6.36, infatti, si può notare che le curve sono omotetiche: mantengono la stessa forma ma sono moltiplicate per se stesse. Allo stesso modo i precedenti rapporti hanno lo stesso valore anche per le curve di Figura ?? poichè sono simili. Questo aspetto è fondamentale per poter affermare che con le adimensionalizzazioni studiate ed eseguite sulle curve, l'informazione circa la variazione di base si perde.

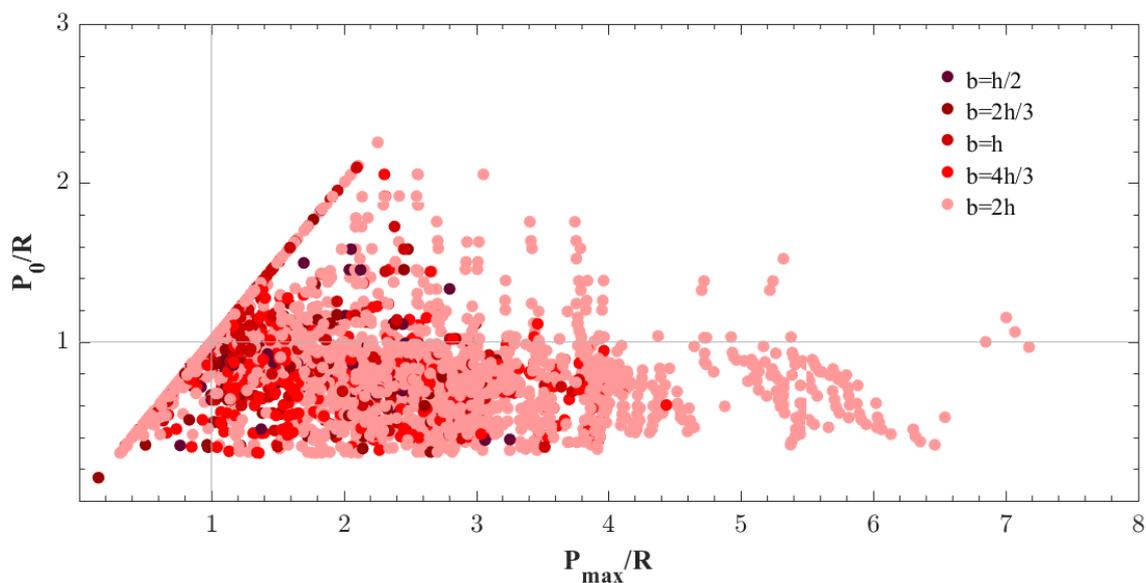


Figura 6.37: *Influenza della variazione di  $h$ : rappresentazione dell'intero campione di travi*

In Figura 6.37 i punti assumono quasi interamente lo stesso colore poichè, per le considerazioni fatte in precedenza, tutte le curve, differenti per sia per i 5 valori di  $b$  che per i 3 dei 4 valori di  $\mu_{2T}$  considerati, si sovrappongono dando lo stesso valore di  $P_0/R$  e  $P_{\max}/R$ . Si ricorda che non tutte le combinazioni di parametri sono realmente esistenti (come specificato nel Capitolo 4) pertanto non tutti i punti si colorano con l'ultima combinazione corrispondente a  $b = 2h$ .

Nel seguito si riportano i principali grafici, in cui si mostrano più nel dettaglio la variabilità delle restanti grandezze in funzione del parametro studiato. Da questi, è stato possibile affermare con più precisione alcune conclusioni.

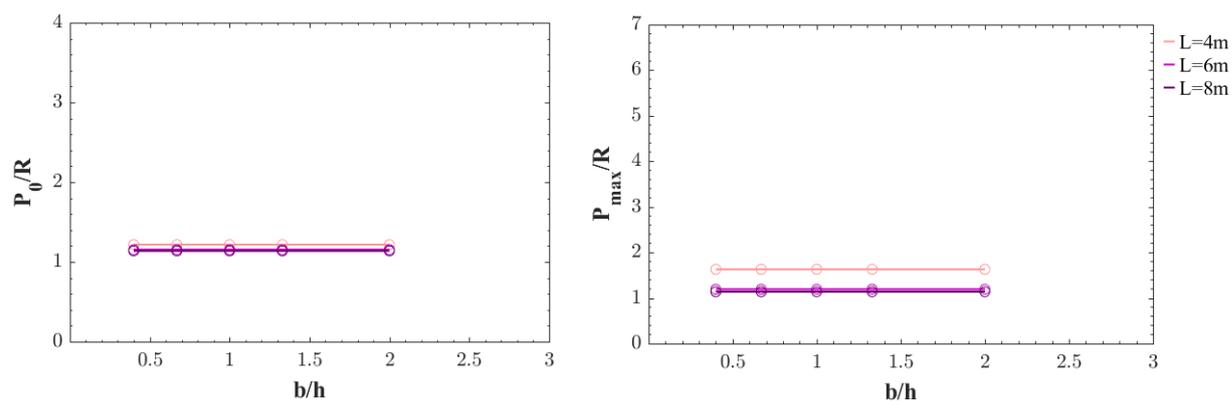


Figura 6.38: *Variabilità di  $L$  in funzione di  $b$*

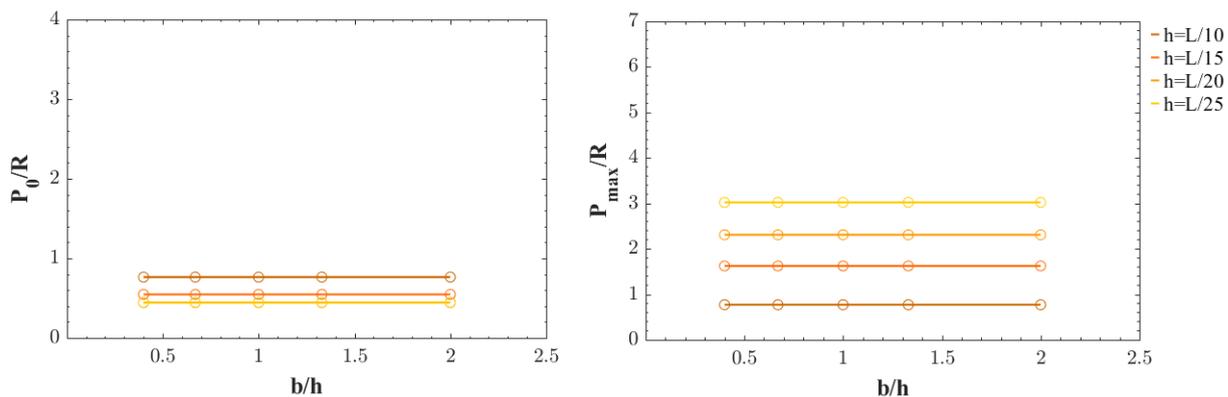


Figura 6.39: Variabilità di  $h$  in funzione di  $b/h$

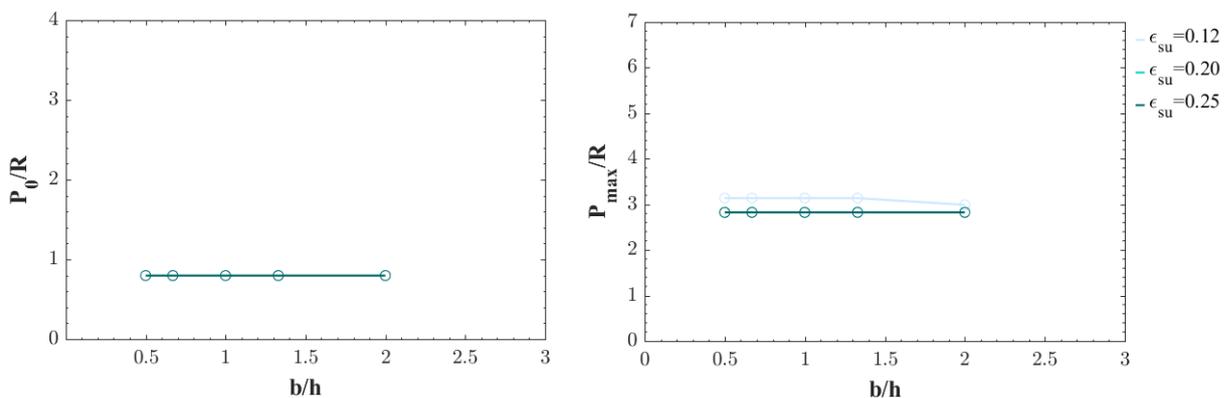


Figura 6.40: Variabilità di  $\epsilon_{su}$  in funzione di  $b$

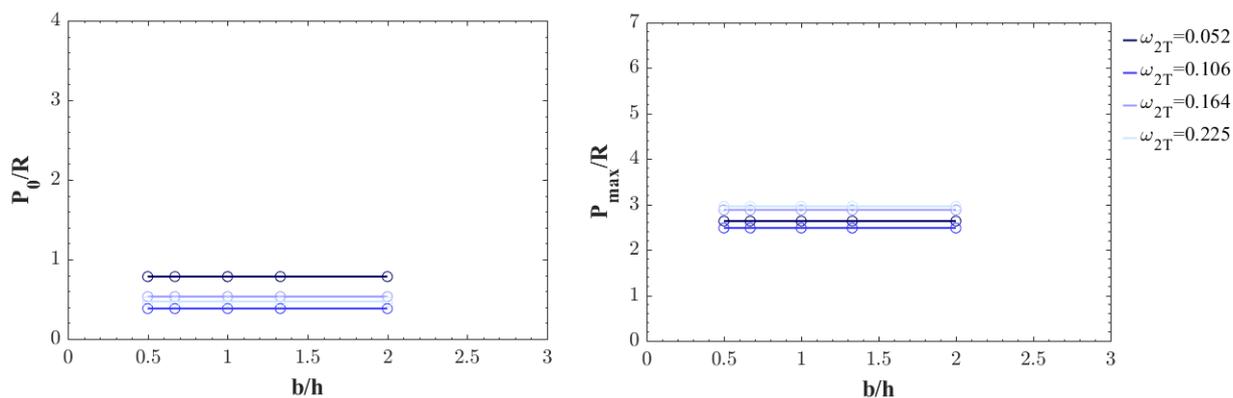


Figura 6.41: Variabilità di  $\omega_{2T}$  in funzione di  $b$

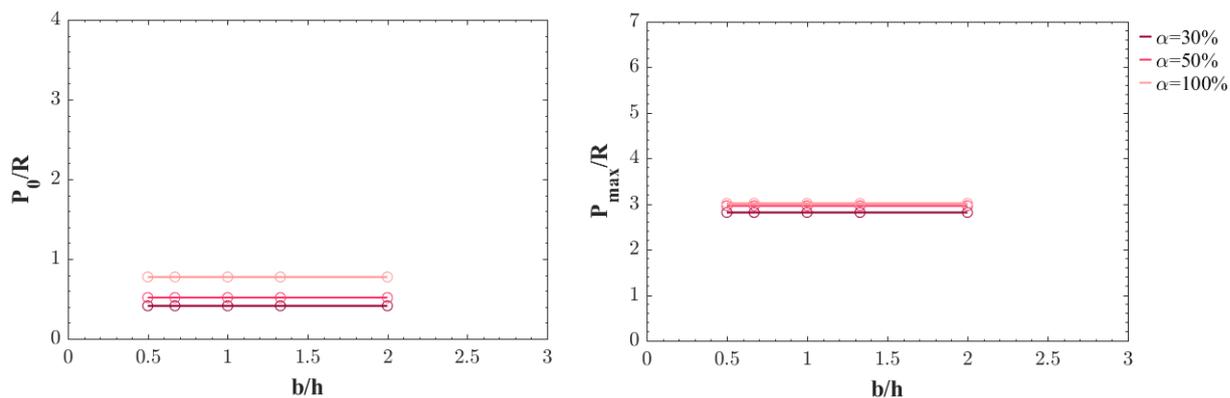


Figura 6.42: Variabilità di  $\alpha$  in funzione di  $b$

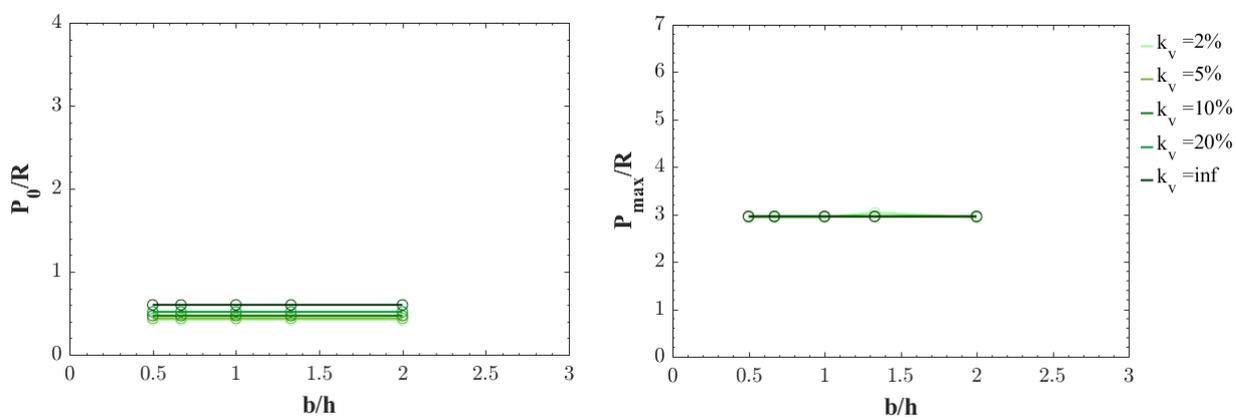


Figura 6.43: Variabilità di  $k_{\text{vincolo}}$  in funzione di  $b$

## 6.7 Influenza della variazione di $\epsilon_{su}$

Per lo studio della variabilità di  $\epsilon_{su}$  si sono mantenuti costanti i seguenti parametri relativi alla geometria della sezione, al rapporto di armatura tesa rispetto l'armatura compressa, ed alla rigidezza assiale del vincolo. Nello specifico si ha:

- $L = 8m$
- $h = L/20$
- $b = 4h/3$
- $\omega_{2T} = 0.225$
- $\alpha = 100\%$
- $k_{vincolo} = 2\%$

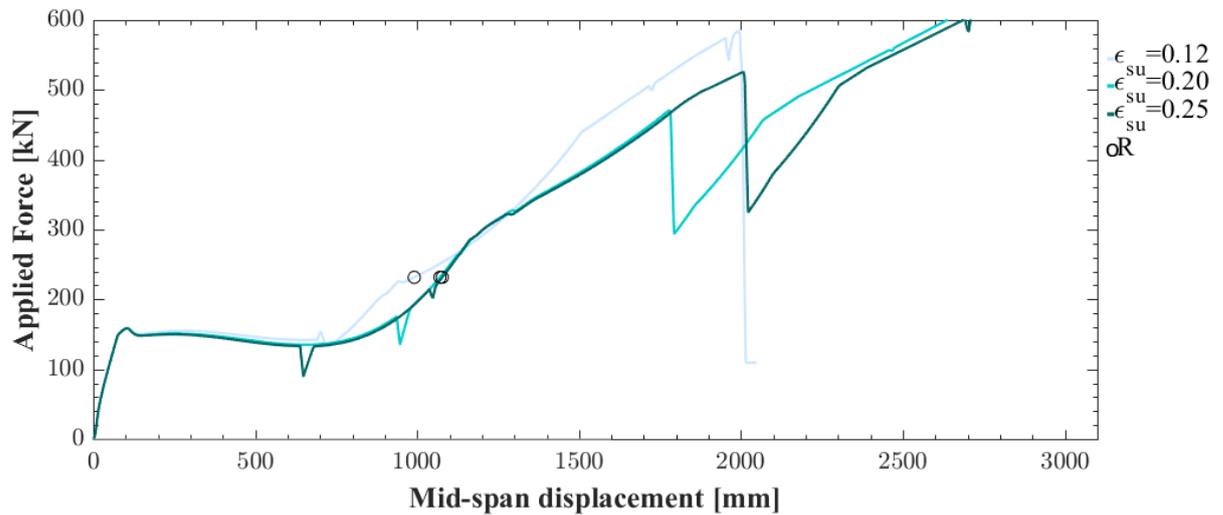


Figura 6.44: *Influenza della variazione di  $\epsilon_{su}$ . Parametri fissi:  $L = 8m$  ;  $h = L/20$  ;  $b = 4h/3$  ;  $\omega_{2T} = 0.225$  ;  $\alpha = 100\%$  ;  $k_{vincolo} = 2\%$*

La Figura 6.44, mostra come la variazione della deformazione ultima dell'acciaio abbia un effetto solo sulla duttilità in spostamento. Il suo aumento comporta il raggiungimento di spostamenti maggiori prima del collasso ultimo. Si ritarda, inoltre, la rottura dei rinforzi longitudinali poichè hanno una maggiore capacità di deformazione ad incrudimento. In termini di carico, l'aumento di essa comporta piccoli e trascurabili aumenti del carico ultimo supportabile.

Un cambiamento di parametri permette di fare altre considerazioni. In particolare si considera:

- $L = 4m$
- $h = L/25$
- $b = 2h$
- $\omega_{2T} = 0.225$

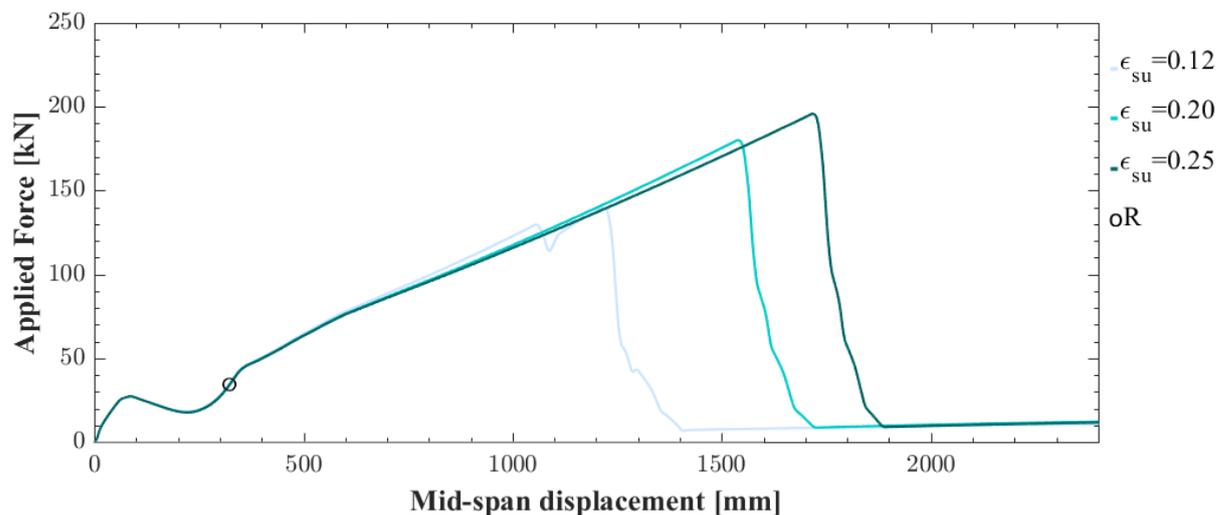
-  $\alpha = 100\%$ -  $k_{vincolo} = 20\%$ 

Figura 6.45: *Influenza della variazione di  $\epsilon_{su}$ . Parametri fissi:  $L = 4m$  ;  $h = L/20$  ;  $b = 2h$  ;  $\omega_{2T} = 0.225$  ;  $\alpha = 100\%$  ;  $k_{vincolo} = 20\%$*

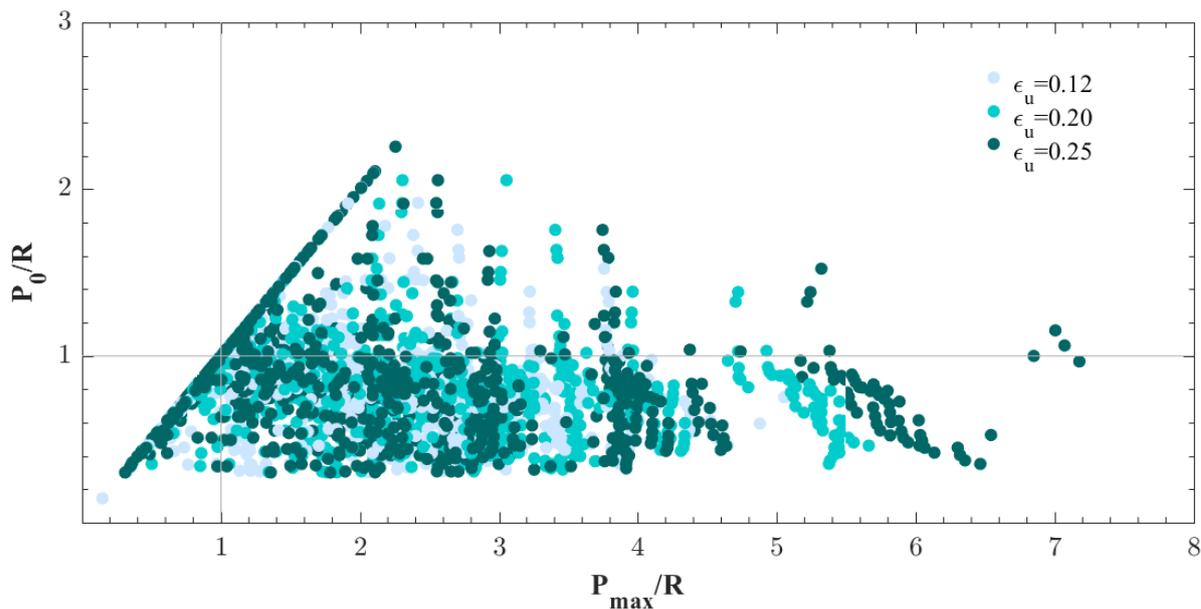


Figura 6.46: *Influenza della variazione di  $\epsilon_{su}$ : rappresentazione dell'intero campione di travi*

In questo caso (Figura 6.45) la variazione di  $\epsilon_{su}$  comporta un aumento del  $P_{max}$  più significativo rispetto al caso precedente. Quindi la rappresentazione dell'intero

campione di travi, risulta necessaria per comprendere la tendenza generale della variazione di  $\epsilon_{su}$ . Figura 6.46.

Poichè non influisce sulla resistenza iniziale del sistema, il rapporto  $P_0/R$  non risente della variazione di  $\epsilon_{su}$ . Come è ben visibile in figura, aumentando la deformabilità ultima dell'acciaio si ha una maggiore capacità di resistenza del meccanismo a catenaria. Questo è vero, e maggiormente influente, per le travi con lunghezze piccole ( $L = 4m$ ) e altezze della sezione  $h = L/25$ .

Nel seguito si riportano i principali grafici, in cui si mostrano più nel dettaglio la variabilità delle restanti grandezze in funzione del parametro studiato. Da questi, è stato possibile affermare con più precisione alcune conclusioni.

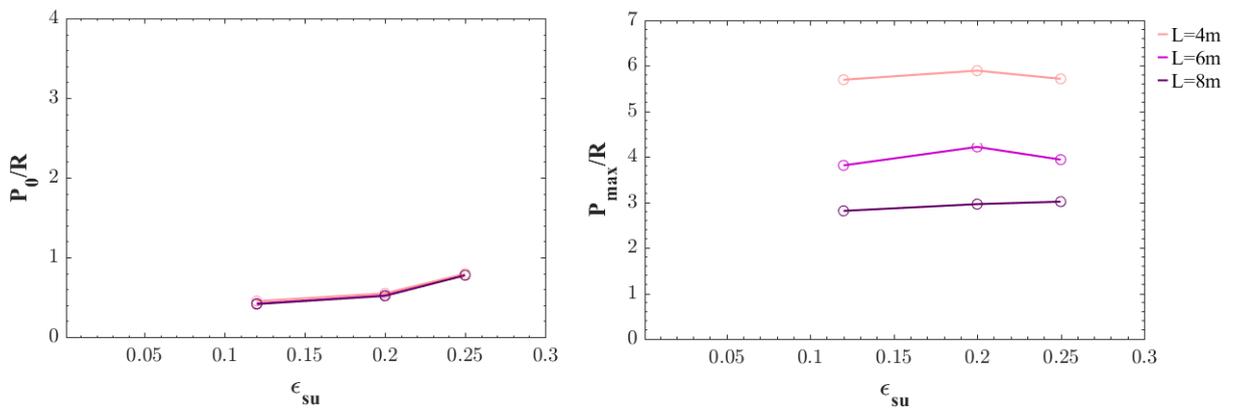


Figura 6.47: Variabilità di  $L$  in funzione di  $\epsilon_{su}$

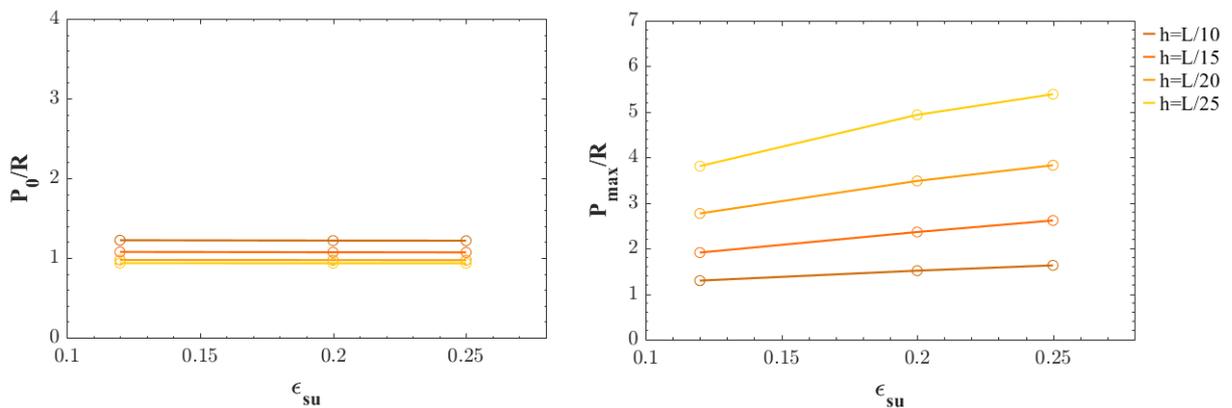


Figura 6.48: Variabilità di  $h$  in funzione di  $\epsilon_{su}$

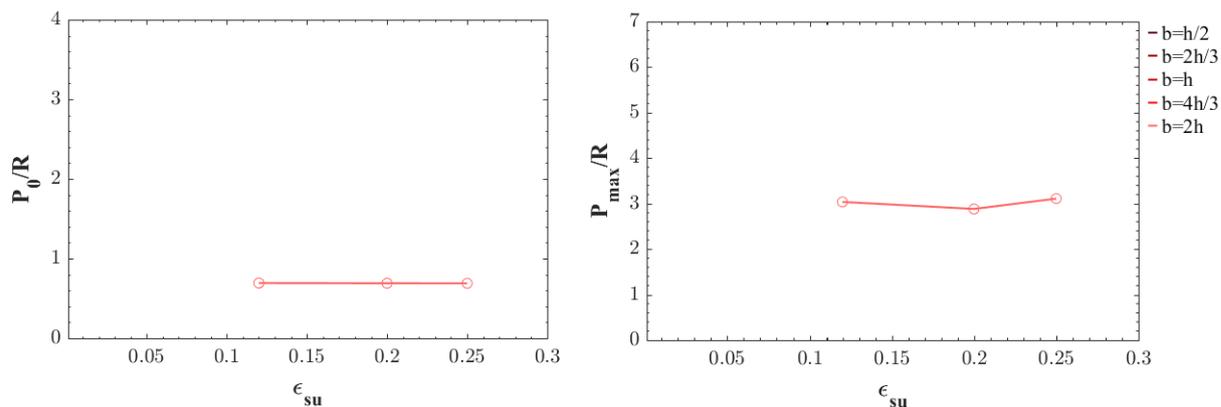


Figura 6.49: Variabilità di  $b$  in funzione di  $\epsilon_{su}$

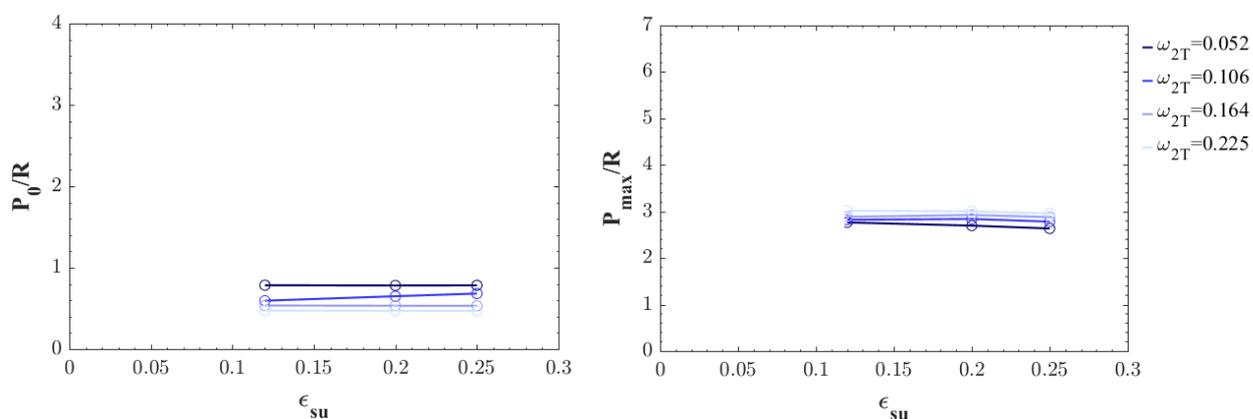


Figura 6.50: Variabilità di  $\omega_{2T}$  in funzione di  $\epsilon_{su}$

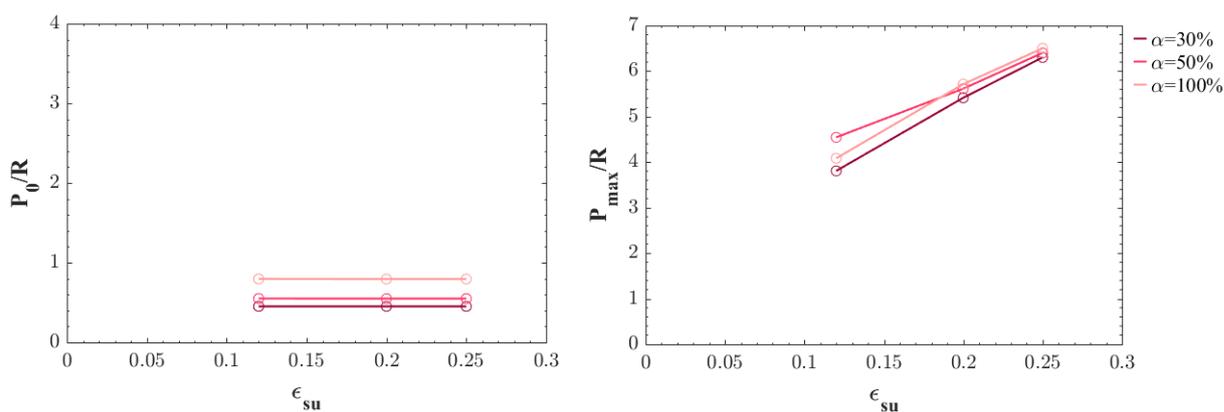


Figura 6.51: Variabilità di  $\alpha$  in funzione di  $\epsilon_{su}$

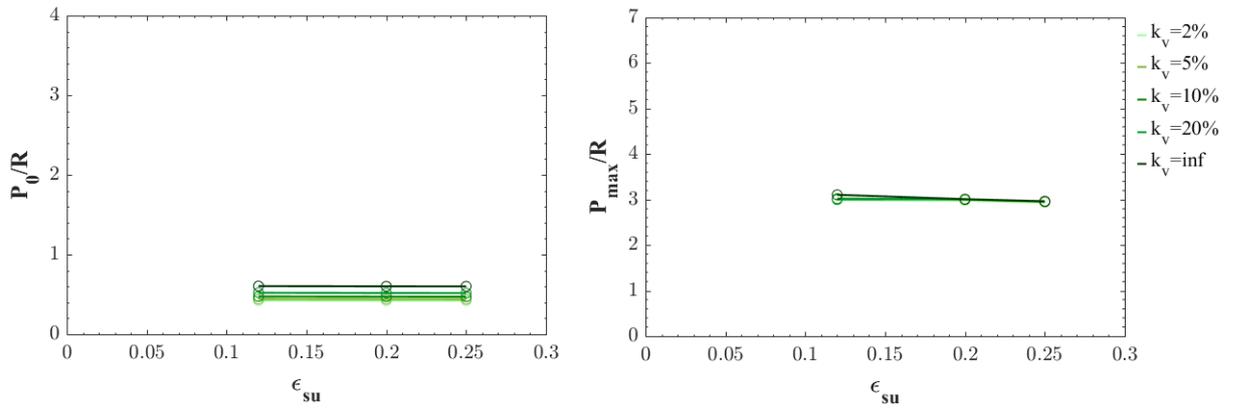


Figura 6.52: Variabilità di  $k_{vincolo}$  in funzione di  $\epsilon_{su}$

## 6.8 Influenza della variazione di $\omega_{2T}$

Per lo studio della variabilità di  $\omega_{2T}$  si sono mantenuti costanti i seguenti parametri relativi alla geometria della sezione, al rapporto di armatura tesa rispetto l'armatura compressa, ed alla rigidezza assiale del vincolo. Nello specifico si ha:

- $L = 6m$
- $h = L/25$
- $b = 2h$
- $\epsilon_{su} = 0.12$
- $\alpha = 100\%$
- $k_{vincolo} = 20\%$

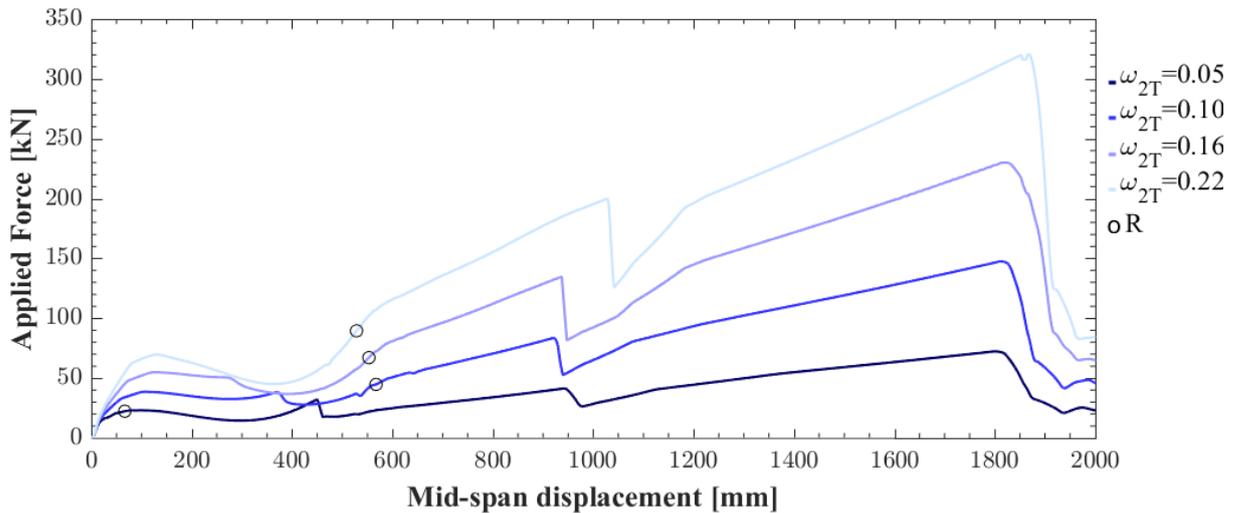


Figura 6.53: Influenza della variazione di  $\omega_{2T}$ . Parametri fissi:  $L = 6m$  ;  $h = L/25$  ;  $b = 2h$  ;  $\epsilon_{su} = 0.12$  ;  $\alpha = 100\%$  ;  $k_{vincolo} = 20\%$

In Figura 6.53, è mostrata l'influenza della variazione di  $\omega_{2T}$ . L'aumento di percentuale di armatura che deriva da un aumento di momento resistente adimensionale comporta l'aumento della resistenza del sistema e di conseguenza è possibile reggere un carico di progetto maggiore. In particolare in questo grafico è visibile il punto di rottura delle armature longitudinali inferiori e come esso si sposta all'aumentare di  $\omega_{2T}$ .

La rappresentazione dell'intero campione di travi, risulta necessaria per comprendere la tendenza generale della variazione di  $\omega_{2T}$ . Figura 6.54. È possibile notare come l'aumentare del momento resistente condizioni fortemente i rapporti  $P_0/R$  e  $P_{max}/R$ . L'aumento di  $\omega_{2T}$  comporta il passaggio per il raggiungimento dell'equilibrio dal meccanismo a puntone al meccanismo a tirante. Incrociando i risultati

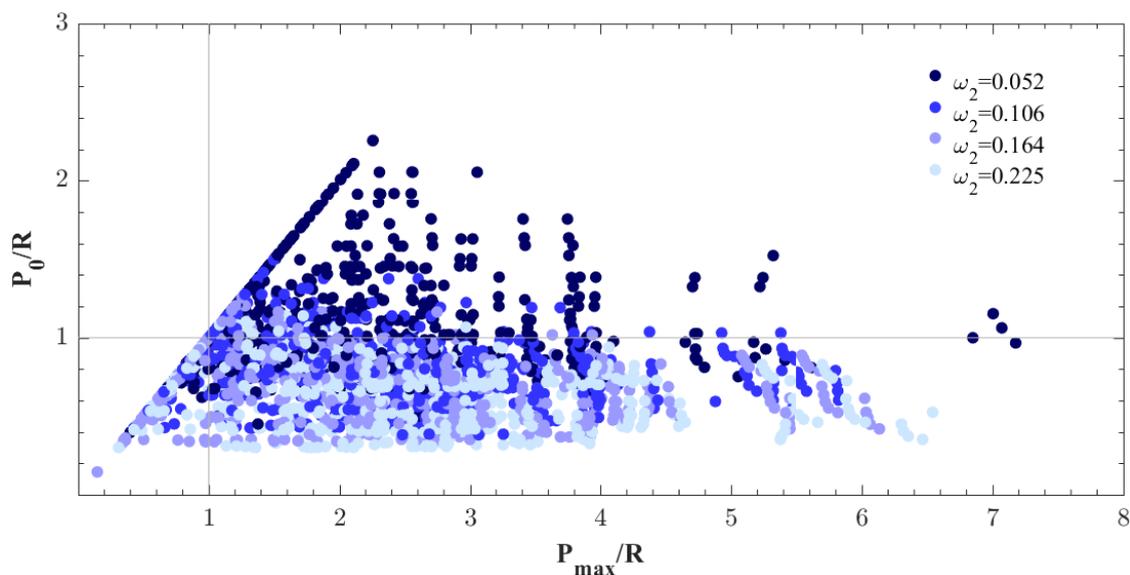


Figura 6.54: *Influenza della variazione di  $\omega_{2T}$ : rappresentazione dell'intero campione di travi*

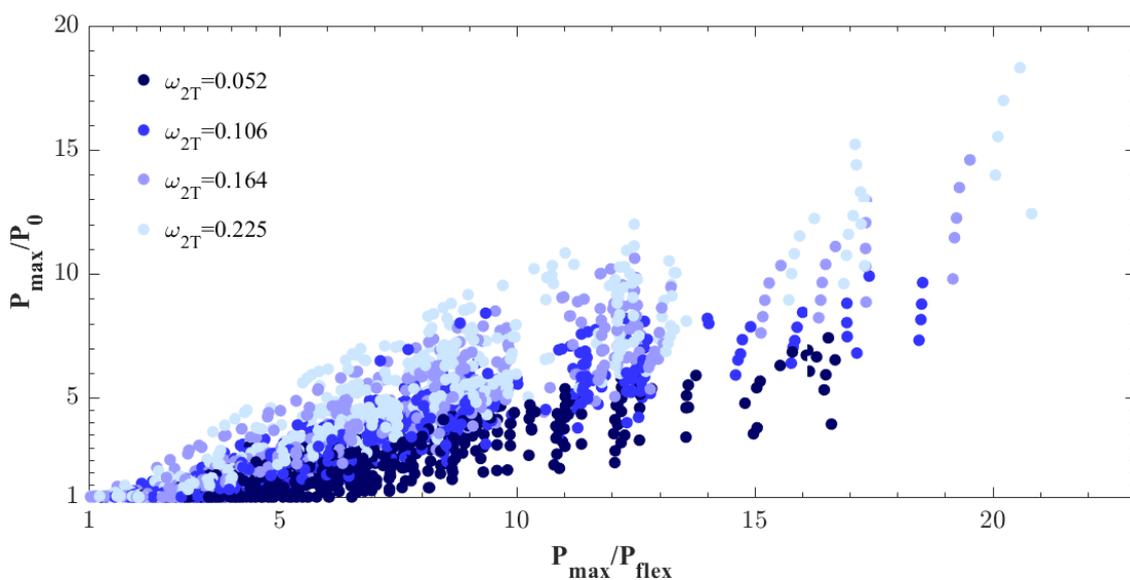


Figura 6.55: *Influenza della variazione di  $\omega_{2T}$ : rappresentazione dell'intero campione di travi*

ottenuti con questa adimensionalizzazione con la precedente adimensionalizzazione ( $P_{max}/P_0$ ,  $P_{max}/P_{flex}$ ), seppur con tutte le limitazioni e incongruenze del caso, si dimostra che i valori più alti del rapporto  $P_{max}/P_0$  sono imputabili a sistemi aventi  $\mu_{2T} = 0.2$ . Figura 6.55. Nel seguito si riportano i principali grafici, in cui

si mostrano più nel dettaglio la variabilità delle restanti grandezze in funzione del parametro studiato. Da questi, è stato possibile affermare con più precisione alcune conclusioni.

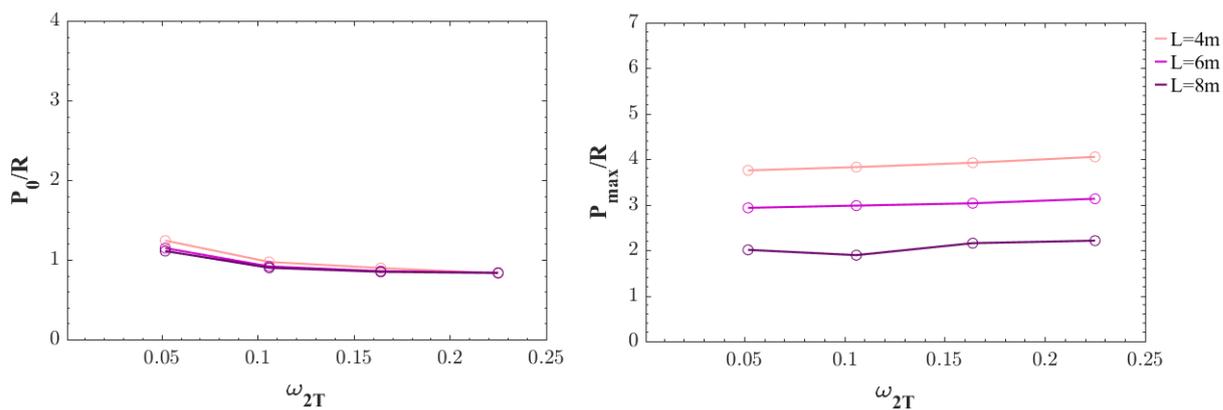


Figura 6.56: Variabilità di  $L$  in funzione di  $\omega_{2T}$

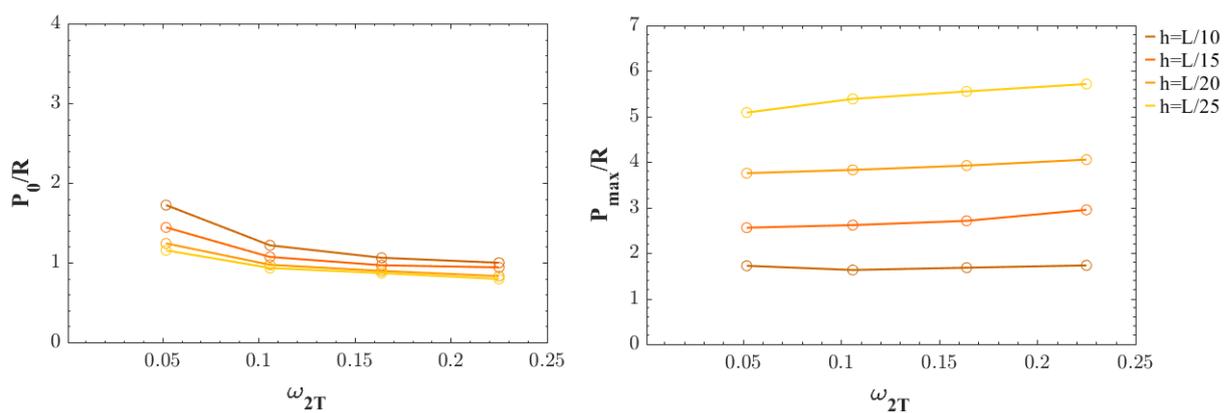


Figura 6.57: Variabilità di  $h$  in funzione di  $\omega_{2T}$

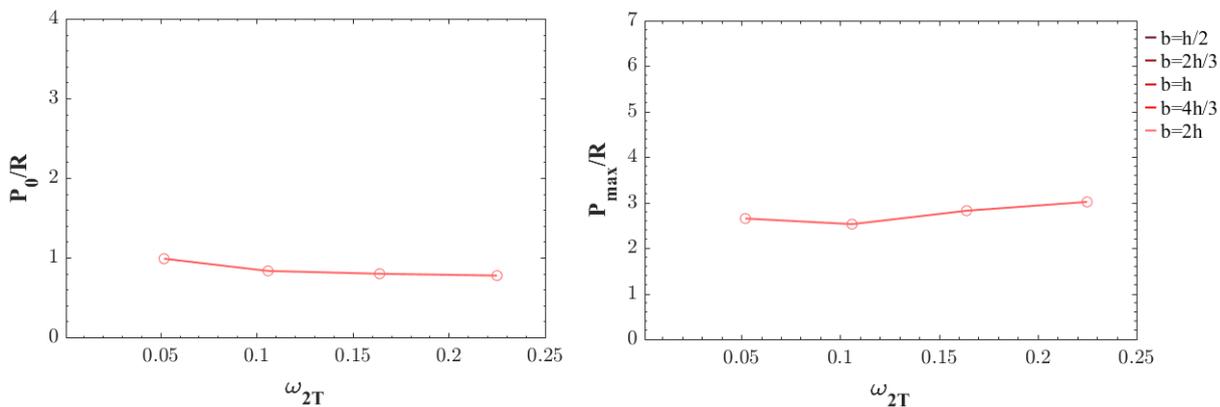


Figura 6.58: Variabilità di  $b$  in funzione di  $\omega_{2T}$

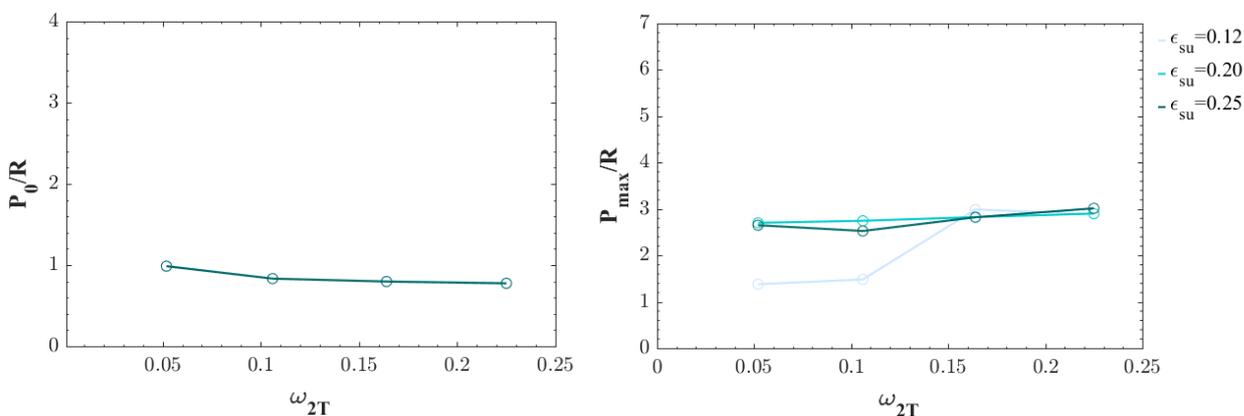


Figura 6.59: Variabilità di  $\epsilon_{su}$  in funzione di  $\omega_{2T}$

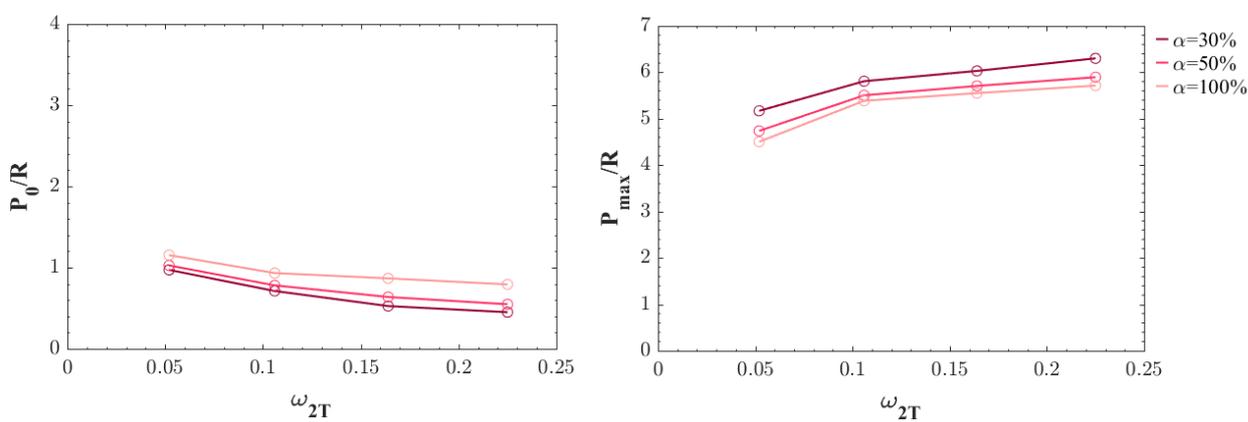


Figura 6.60: Variabilità di  $\alpha$  in funzione di  $\omega_{2T}$

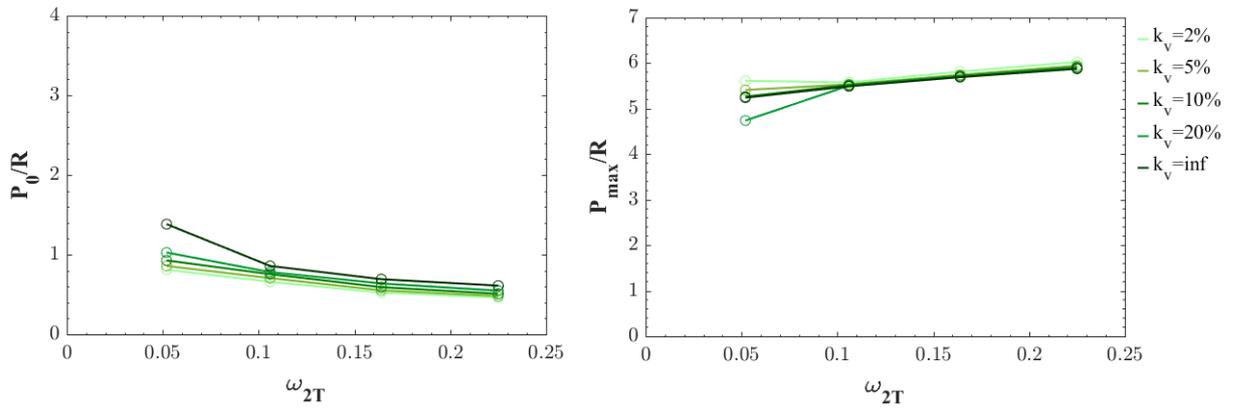


Figura 6.61: Variabilità di  $k_{vincolo}$  in funzione di  $\omega_{2T}$

## 6.9 Influenza della variazione di $\alpha$

Per lo studio della variabilità di  $\alpha$  si sono mantenuti costanti i seguenti parametri: la lunghezza della trave, il rapporto  $L/h$ , il rapporto  $b/h$ , la deformazione ultima dell'acciaio, la percentuale meccanica di armatura, e la rigidità assiale del vincolo. Nello specifico si ha:

- $L = 8m$
- $h = L/20$
- $b = 4h/3$
- $\epsilon_{su} = 0.12$
- $\omega_{2T} = 0.225$
- $k_{vincolo} = 2\%$

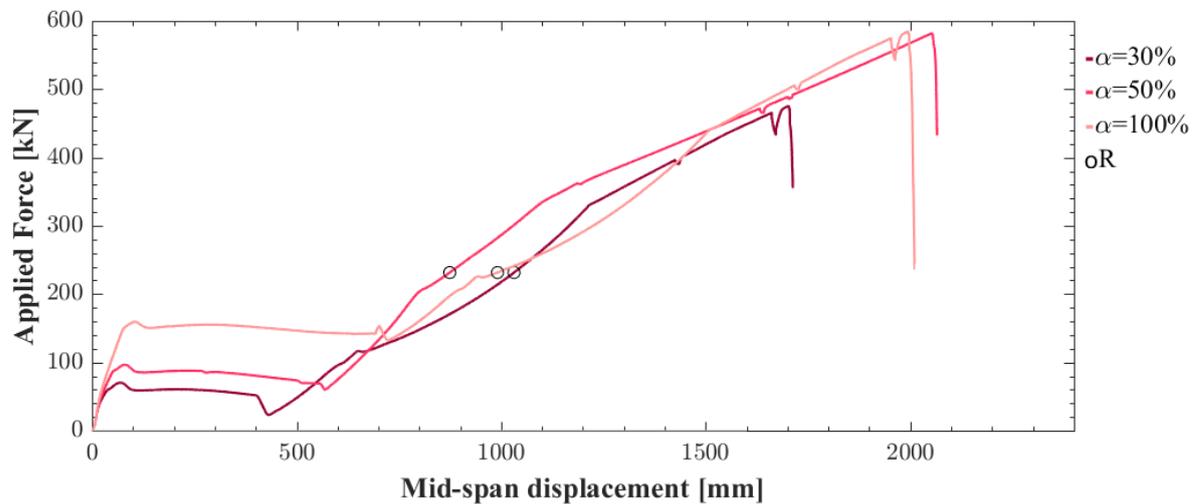


Figura 6.62: Influenza della variazione di  $\alpha$ . Parametri fissi:  $L = 8m$  ;  $h = L/20$  ;  $b = 4h/3$  ;  $\epsilon_{su} = 0.12$  ;  $\omega_{2T} = 0.225$  ;  $k_{vincolo} = 2\%$

La Figura 6.62 mostra come la continuità dell'armatura longitudinale inferiore ha influenza solo sulla resistenza iniziale della struttura. Nel momento in cui si verifica la rottura dei rinforzi inferiori, il meccanismo resistente si sviluppa grazie alla presenza dei rinforzi longitudinali superiori, i quali sono uguali in quantità e disposizione per le tre situazioni. La trave, in seguito alla prima rottura delle armature, lavora con lo schema statico a sbalzo in regime di grandi spostamenti.

La rappresentazione dell'intero campione di travi, risulta necessaria per comprendere la tendenza generale della variazione di  $\alpha$ . Figura ???. In questo caso si evince una separazione netta tra i tre valori di  $\alpha$  in funzione del rapporto  $P_0/R$ : si influenza cioè la capacità flessionale e la capacità di sviluppare il meccanismo ad

arco. Quasi gli stessi risultati si raggiungono per la valutazione del  $P_{max}/R$ , il quale caratterizza lo sviluppo del meccanismo a catenaria.

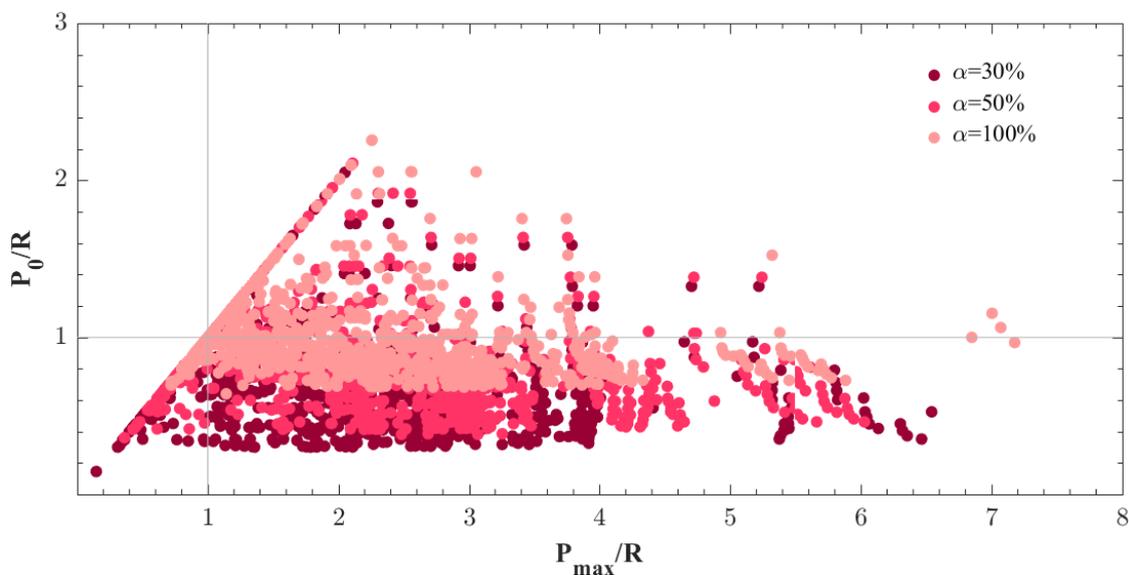


Figura 6.63: *Influenza della variazione di  $\alpha$ : rappresentazione dell'intero campione di travi*

Nel seguito si riportano i principali grafici, in cui si mostrano più nel dettaglio la variabilità delle restanti grandezze in funzione del parametro studiato. Da questi, è stato possibile affermare con più precisione alcune conclusioni.

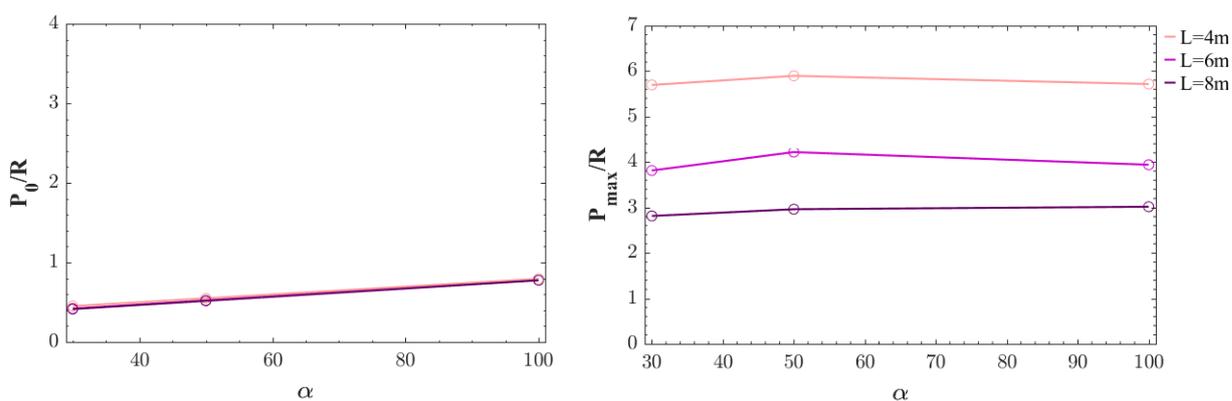


Figura 6.64: *Variabilità di  $L$  in funzione di  $\alpha$*

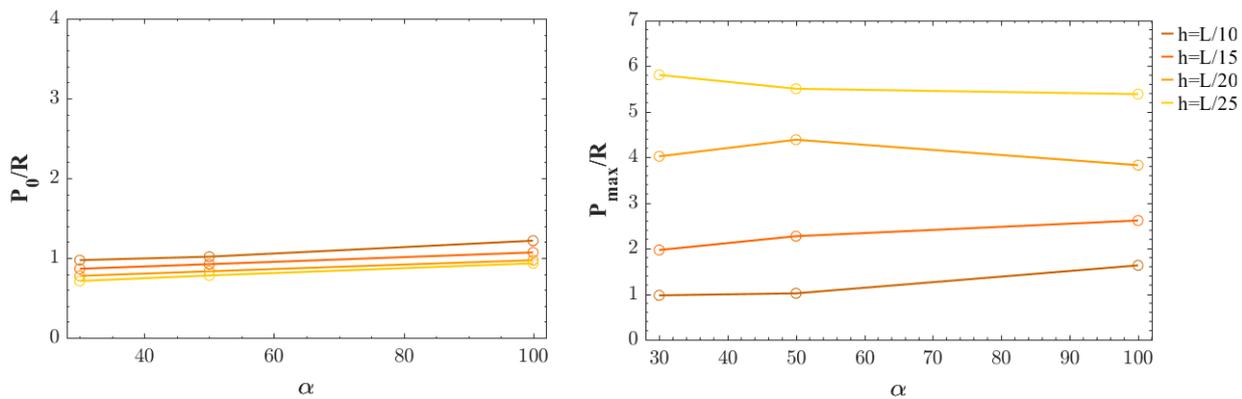


Figura 6.65: Variabilità di  $h$  in funzione di  $\alpha$

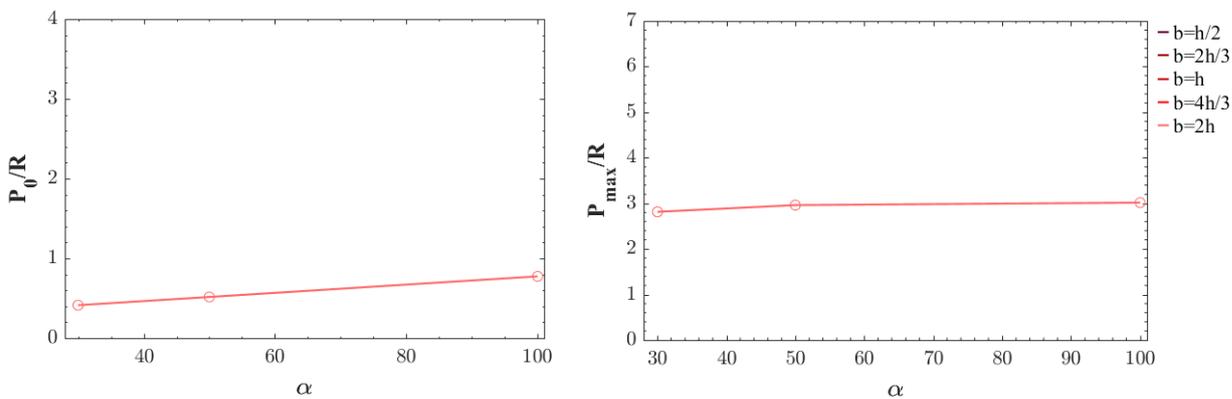


Figura 6.66: Variabilità di  $b$  in funzione di  $\alpha$

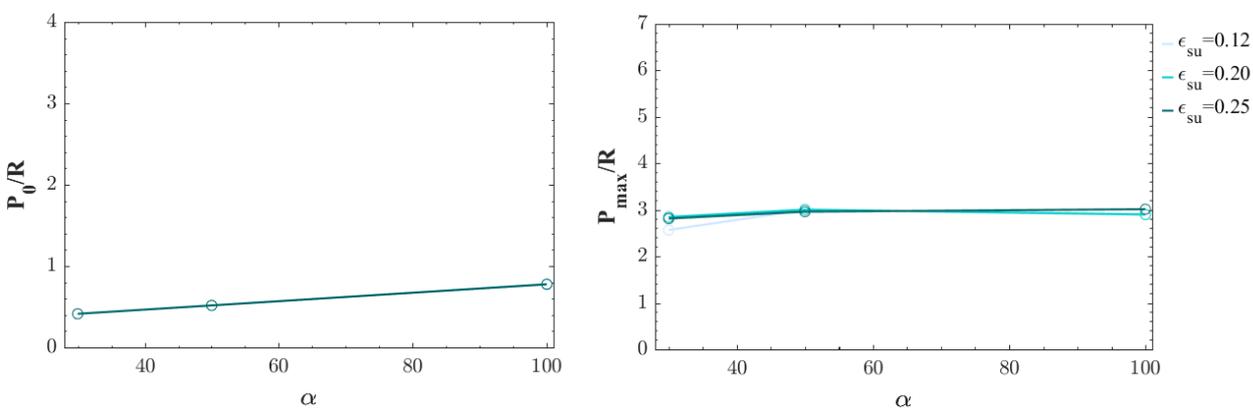


Figura 6.67: Variabilità di  $\epsilon_{su}$  in funzione di  $\alpha$

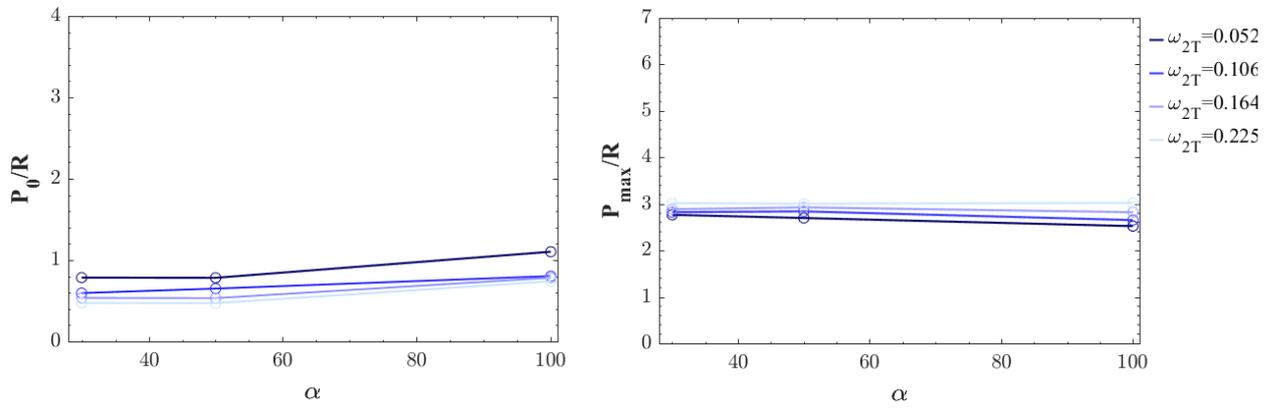


Figura 6.68: Variabilità di  $\omega_{2T}$  in funzione di  $\alpha$

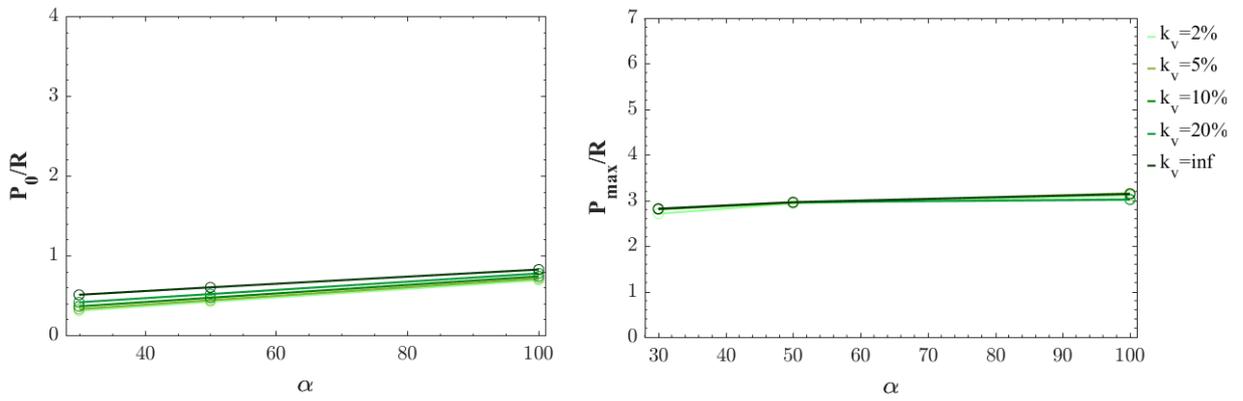


Figura 6.69: Variabilità di  $k_{vincolo}$  in funzione di  $\alpha$

## 6.10 Influenza della variazione di $k_{vincolo}$

Per lo studio della variabilità di  $k_{vincolo}$  si sono mantenuti costanti i seguenti parametri: la lunghezza della trave, il rapporto  $L/h$ , il rapporto  $b/h$ , la deformazione ultima dell'acciaio, la percentuale meccanica di armatura, ed il rapporto di armatura tesa rispetto l'armatura compressa. Nello specifico si ha:

- $L = 8m$
- $h = L/25$
- $b = 2h$
- $\epsilon_{su} = 0.12$
- $\omega_{2T} = 0.225$
- $1alpha = 100\%$

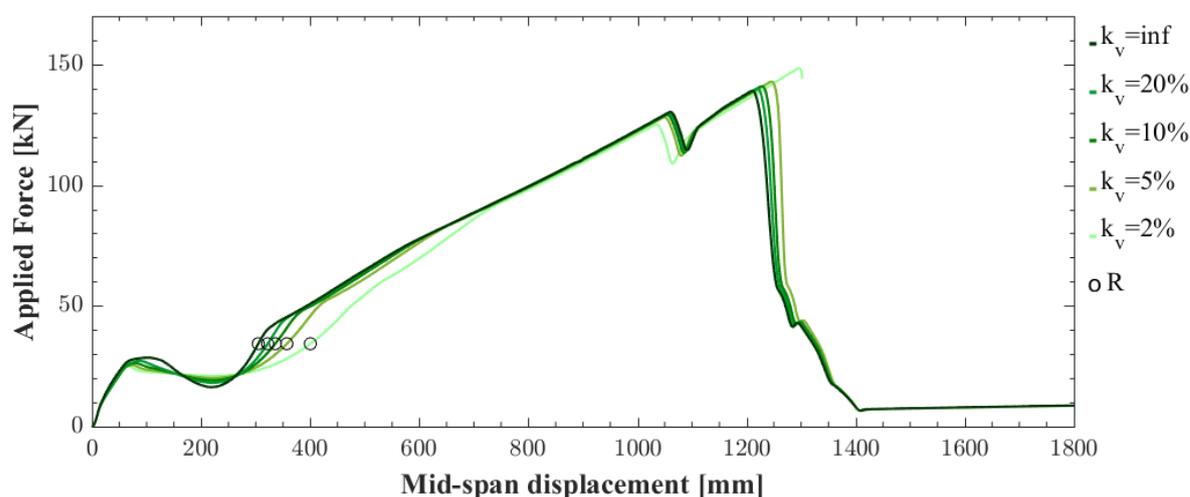


Figura 6.70: Influenza della variazione di  $k_{vincolo}$ . Parametri fissi:  $L = 8m$  ;  $h = L/25$  ;  $b = 2h$  ;  $\epsilon_{su} = 0.12$  ;  $\omega_{2T} = 0.225$  ;  $1alpha = 100\%$

In Figura 6.70, si nota come il diminuire dell'efficacia dei vincoli di estremità comporta una diminuzione della capacità flessionale, ed influenza in maniera trascurabile il meccanismo a tirante. Anche variando gli altri parametri e nello specifico:

- $L = 6m$
- $h = L/15$
- $b = h$
- $\epsilon_{su} = 0.25$
- $\omega_{2T} = 0.164$
- $1alpha = 100\%$

allo stesso modo si può affermare che non influenza il carico ultimo di collasso. Figura 6.71.

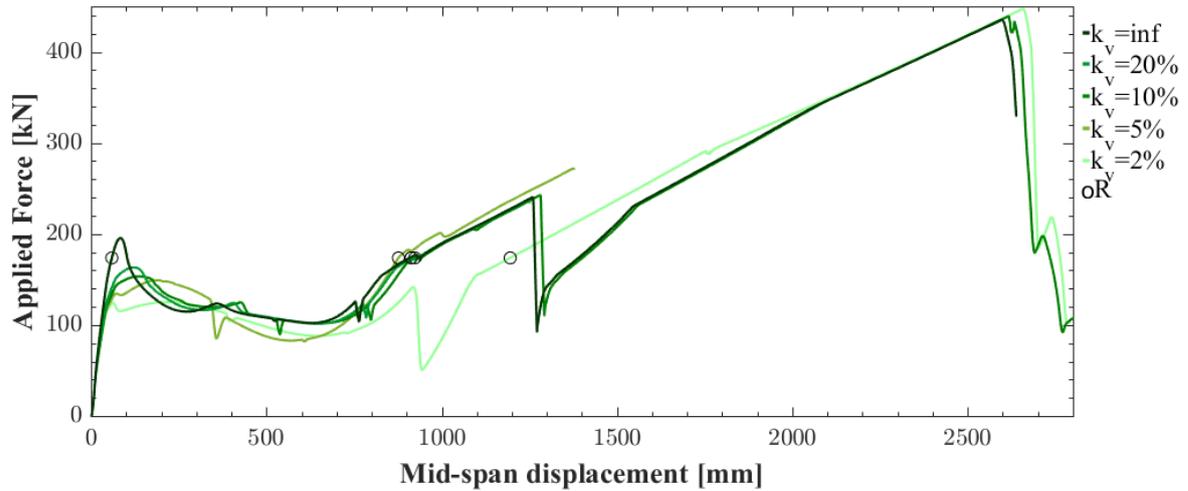


Figura 6.71: *Influenza della variazione di  $k_{vincolo}$ . Parametri fissi:  $L = 6m$  ;  $h = L/15$  ;  $b = 2h$  ;  $\epsilon_{su} = 0.25$  ;  $\omega_{2T} = 0.164$  ;  $1\alpha = 100\%$*

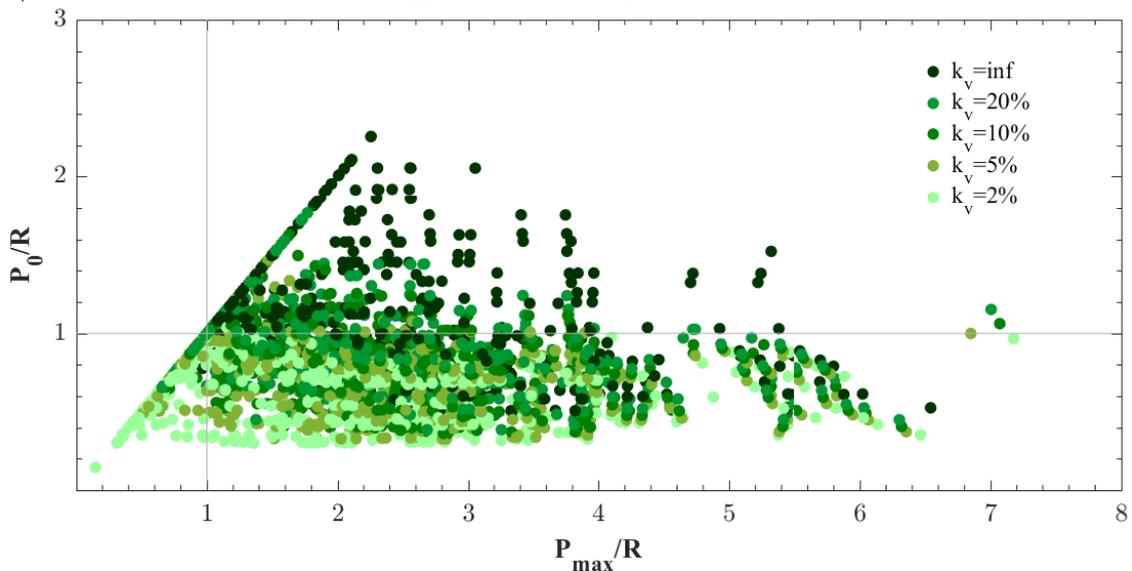


Figura 6.72: *Influenza della variazione di  $k_{vincolo}$ : rappresentazione dell'intero campione di travi*

Una valutazione dell'intero campione di travi (Figura 6.72) permette di confermare che la variazione di  $k_{vincolo}$  influenza maggiormente il rapporto  $P_0/R$ . Divide infatti il campione tra le travi che raggiungono l'equilibrio con il meccanismo ad arco, ed esse sono generalmente caratterizzate da una rigidezza del vincolo infinita (vincolo di estremità: incastro perfetto), e le travi che necessitano dello sviluppo

della catenaria per reggere il carico di progetto. Nella seconda rappresentazione dimensionale, si nota come il rapporto  $P_0/R$  fa ricadere la curva di capacità della trave con rigidità infinita nel caso 3, rispetto alle altre. Queste ultime richiedono una rigidità del vincolo estremamente bassa rispetto alla rigidità assiale della trave. Si stima che l'influenza maggiore si risente per rigidità assiali del vincolo minori del 10%:

$$k_{vincolo} \leq 0.1 \frac{EA}{L}$$

Nel seguito si riportano i principali grafici, in cui si mostrano più nel dettaglio la variabilità delle restanti grandezze in funzione del parametro studiato. Da questi, è stato possibile affermare con più precisione alcune conclusioni.

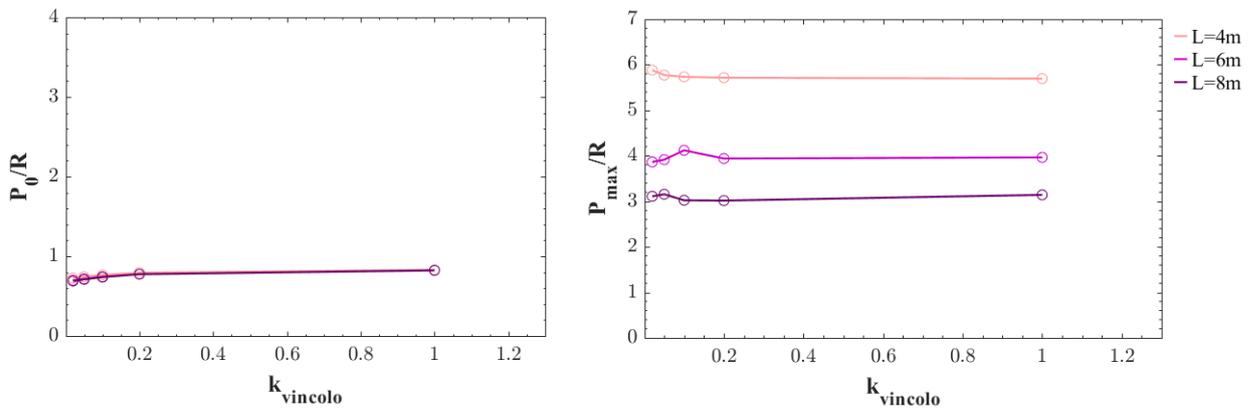


Figura 6.73: Variabilità di  $L$  in funzione di  $k_{vincolo}$

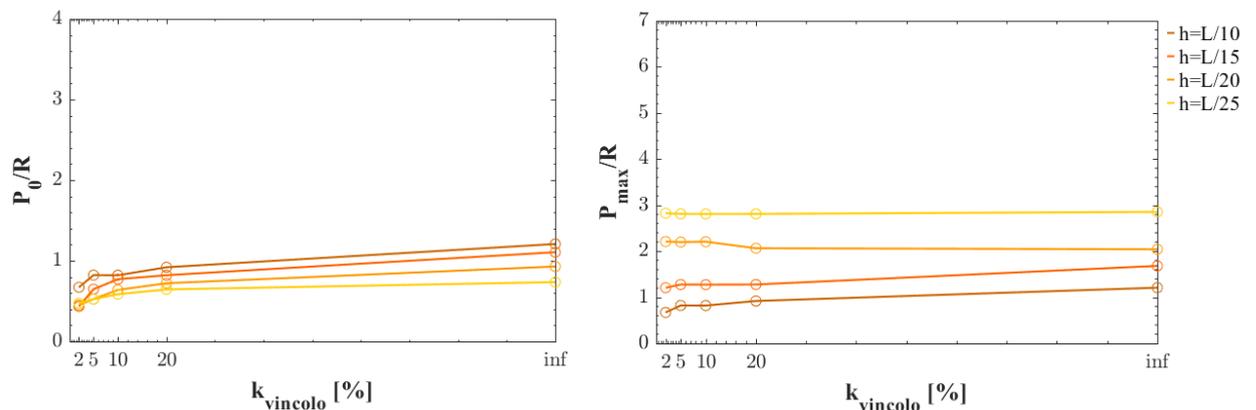


Figura 6.74: Variabilità di  $h$  in funzione di  $k_{vincolo}$

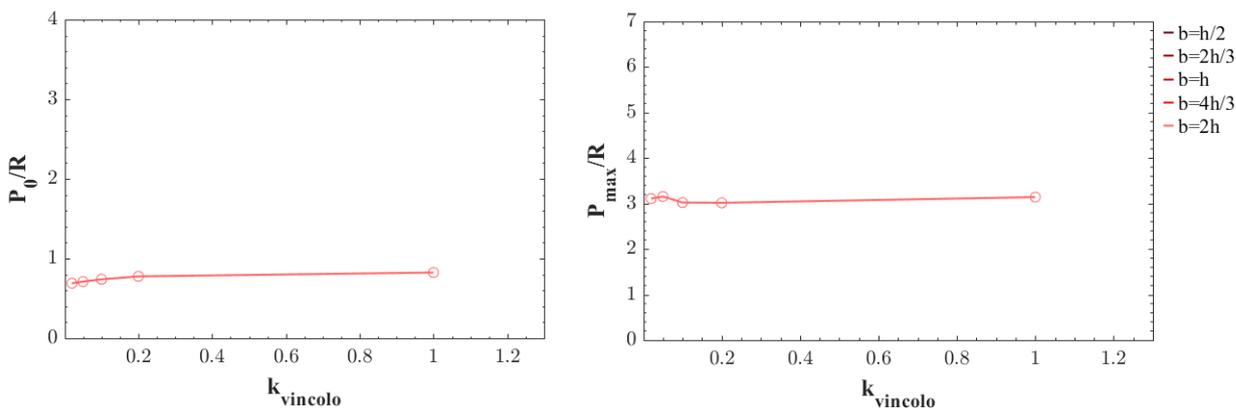


Figura 6.75: Variabilità di  $b$  in funzione di  $k_{\text{vincolo}}$

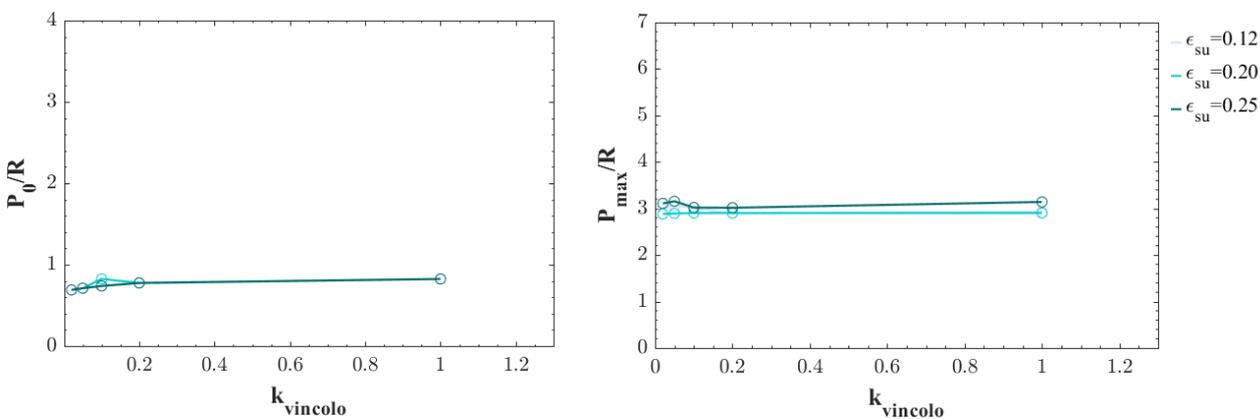


Figura 6.76: Variabilità di  $\epsilon_{su}$  in funzione di  $k_{\text{vincolo}}$

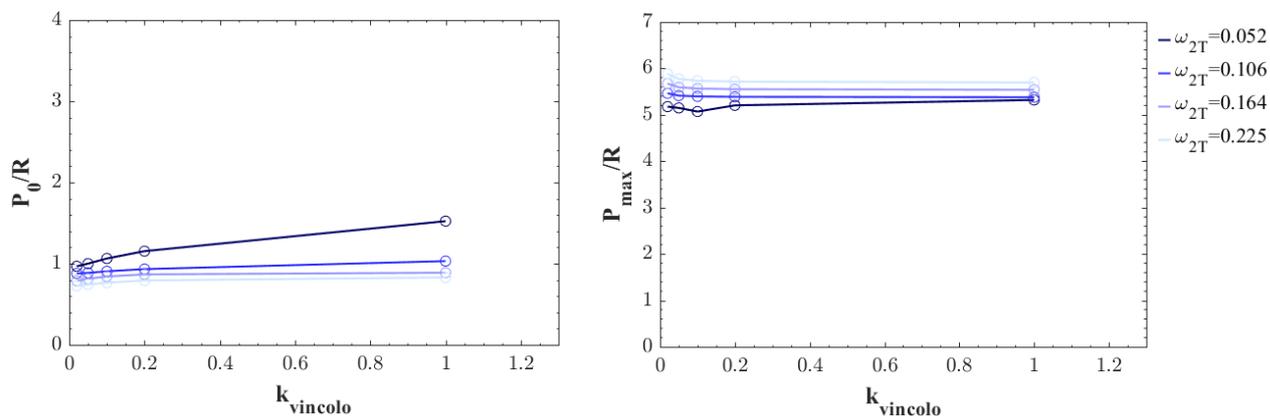


Figura 6.77: Variabilità di  $\omega_{2T}$  in funzione di  $k_{\text{vincolo}}$

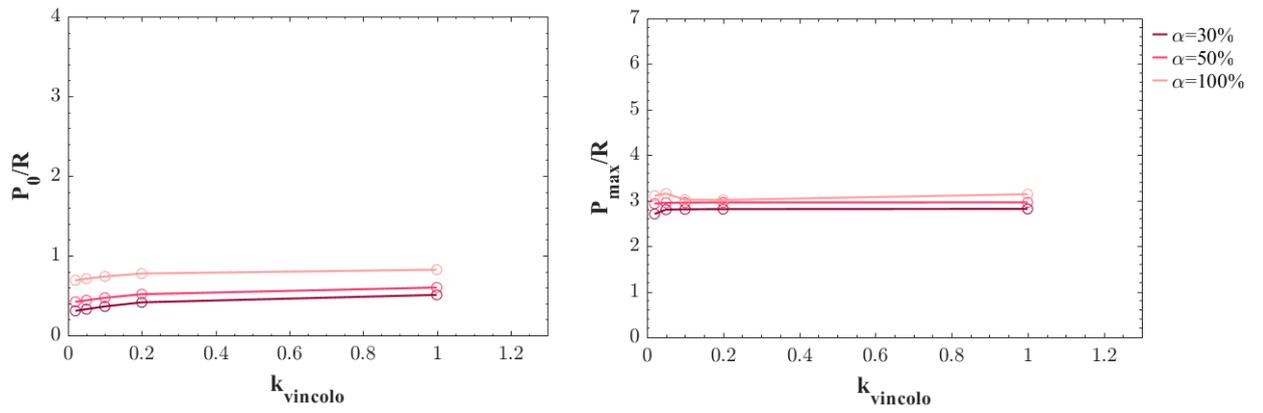


Figura 6.78: Variabilità di  $\alpha$  in funzione di  $k_{\text{vincolo}}$

# Capitolo 7

## Conclusioni

Nella presente tesi è stata investigata l'influenza dei parametri geometrici e meccanici di travi in calcestruzzo armato sulla robustezza di edifici intelaiati. Si è svolta una analisi parametrica sulla risposta al collasso progressivo di travi, nella quale per ogni parametro, si è tarato un range di valori in cui farlo variare. Il test effettuato per ogni campione considera l'aspetto statico, determinando la capacità delle travi mediante la costruzione della curva di pushdown. Da queste analisi è possibile osservare se il sistema, in seguito all'evento accidentale di rimozione della colonna, riesce a trovare una nuova configurazione di equilibrio con un meccanismo flessionale o ad arco compresso o a catenaria o se la soluzione diverge verso il collasso totale del sistema.

L'uso di modelli semplificati per la risposta statica non lineare a vari livelli di idealizzazione della struttura, sebbene essi sono intrinsecamente approssimativi, può ancora offrire una rappresentazione realistica della risposta statica non lineare delle singole travi. Questi hanno rivelato caratteristiche importanti per lo sviluppo dell'azione della catenaria in presenza di contenimento assiale.

Lo studio legato alla singola trave estrapolata da un contesto di telaio tridimensionale, trascura l'effetto del solaio e la presenza di tutti gli altri elementi disposti ortogonalmente alla trave che migliorano il comportamento di questa.

Le travi su cui si sono svolti i test sono caratterizzate da diverse combinazioni dei valori dei diversi parametri, fino a creare un campione di 10800 di travi in cui variano: la lunghezza della trave, l'altezza e la base della sezione, la deformazione ultima dell'acciaio, il momento resistente adimensionale e dunque la percentuale meccanica di armatura, la continuità del rinforzo longitudinale inferiore, e la rigidità assiale del vincolo.

L'obiettivo della tesi è fornire un primo approccio per l'individuazione di tutti i parametri che influenzano la risposta al collasso progressivo delle strutture, e dividere quelli più determinanti da quelli trascurabili.

Il parametro che sin dall'inizio delle analisi, e già in fase di validazione del modello, si è contraddistinto per la sua importanza è l'altezza della sezione. Una sezione alta consente di avere una buona capacità flessionale, ma non permette lo sviluppo del meccanismo a tirante necessario per ridistribuire i carichi in seguito alla rimozione del pilastro centrale. Valori crescenti del rapporto  $L/h$  consentono di sviluppare questo meccanismo seppur con una perdita di resistenza iniziale. Questo parametro, dunque, è già in grado di dividere le travi che divergono verso il collasso totale del sistema con un meccanismo flessionale o con un meccanismo di catenaria.

Fondamentale è, anche, la lunghezza  $L$  della trave dalla quale è possibile capire fino a che valore del rapporto di  $P_{max}/R$  è possibile arrivare. Più è grande la luce più è difficile portare il carico prima del collasso. Una luce maggiore permette, d'altra parte, di raggiungere spostamenti ultimi molto più elevati. Da un confronto su tutte le analisi, una trave caratterizzata da una luce piccola ed una sezione sottile ha più possibilità di sviluppare il meccanismo a tirante.

Altro parametro importante e sicuramente discriminante nella robustezza strutturale è il momento resistente adimensionale che caratterizza la percentuale meccanica di armatura:  $\omega_{2T}$ . L'aumento  $\mu_{2T}$  comporta, a parità di tutti gli altri parametri, la possibilità di sopportare carichi maggiori ma allo stesso tempo condiziona il meccanismo con il quale si raggiunge l'equilibrio. Più aumenta  $\omega_{2T}$ , più l'equilibrio è garantito con il meccanismo a tirante.

Subito dopo i tre parametri, già citati, che influenzano maggiormente la robustezza, si possono collocare i restanti parametri analizzati. Questi non sono meno importanti, semplicemente non influenzano particolarmente alcuni comportamenti già definiti dai confronti precedenti.

Particolarmente interessante è capire l'influenza della variazione di base della sezione, la quale ha da subito rivelato l'importanza della grandezza con la quale si interpretano i risultati. Alla luce delle varie adimensionalizzazioni studiate, infatti, risulta che variare la base non cambia il comportamento della struttura in termini adimensionali. La valutazione delle curve di capacità in forma dimensionale, è stata necessaria per comprendere l'omotetia tra di esse. Variare il parametro geometrico della sezione, il quale è direttamente proporzionale con la resistenza della stessa, significa scalare il comportamento strutturale di un coefficiente moltiplicativo senza cambiare la forma della curva di capacità. Alternativamente, garantendo un momento resistente dimensionale costante, si ritrova che, anche in questo caso, il comportamento strutturale non cambia. Alla luce di queste considerazioni, e delle adimensionalizzazioni effettuate, il parametro  $b$  risulta non influente sulla robustezza strutturale.

La deformabilità dell'acciaio  $\epsilon_{su}$  ha influenza sul carico ultimo da sopportare solo per sistemi con luci piccole nei quali è sicuro che si instaura il meccanismo a tirante, dunque un aumento della deformabilità aiuta a ritardare la rottura dei rinforzi longitudinali. Per sistemi che hanno luci maggiori si considera quanto detto

in precedenza: è più difficile portare il carico prima del collasso, di conseguenza l'aumento della deformabilità dell'acciaio influisce poco sul carico ma ritarda la rottura ultima del sistema, la quale si verifica per spostamenti maggiori.

Il parametro  $\alpha$ , inerente alla continuità dei rinforzi longitudinali inferiori, influenza il rapporto  $P_0/R$ , mentre non ha influenza sul rapporto  $P_{max}/R$ . Questo è imputabile al fatto che, la presenza di armatura continua aumenta la resistenza flessionale della trave, permette di sopportare un carico maggiore, ma nel momento in cui essi si rompono, il meccanismo di catenaria si sviluppa sui soli rinforzi restanti che non dipendono dal parametro  $\alpha$ . Successivamente, cioè, la trave lavora a sbalzo, in regime di grandi spostamenti e con i soli rinforzi superiori. Pertanto, si può affermare che la continuità delle armature non influenza lo sviluppo del meccanismo di catenaria.

In ultima analisi, la rigidità assiale del vincolo agisce sulla capacità flessionale del sistema, mentre influenza in maniera trascurabile il meccanismo a tirante. Si nota una divisione netta tra i due meccanismi: le travi che raggiungono l'equilibrio con il meccanismo ad arco compresso sono principalmente caratterizzate da una rigidità infinita del vincolo (incastri perfetti), le travi che necessitano del meccanismo a tirante sono caratterizzate da rigidità del vincolo inferiori al 10% della rigidità assiale della trave.

È importante sottolineare che nella realtà tutti i parametri si condizionano a vicenda e che una distinzione netta tra parametri determinanti e non, non è possibile. L'idea di partenza per questa tesi, è stata quella di chiarire quali parametri possono essere trascurati in funzione di altri più caratteristici. Si è cercato, quindi, di definire l'influenza di ciascuna variazione dei parametri e quali condizionano maggiormente la robustezza della trave. Cioè capire cosa determina la ricerca di una nuova configurazione di equilibrio del sistema tale da sopperire alla domanda che nasce dalla rimozione istantanea di un elemento.

Inoltre, la natura statica delle analisi non tiene conto degli effetti dinamici provocati dalla rimozione improvvisa della colonna. La semplificazione di studiare la massima risposta dinamica con la risposta statica è ereditata da diversi studi già presenti in letteratura, nei quali si tiene conto dell'effetto dinamico mediante un coefficiente incrementale dinamico opportunamente tarato per le strutture in calcestruzzo. Nel presente lavoro di tesi non si affronta nello specifico questo aspetto, cioè l'analisi dei risultati prescinde dal coefficiente di incremento dinamico. Nella realtà è possibile incrementare la reazione  $R$  con una costante di amplificazione dinamica per rileggere i risultati alla luce della massima risposta dinamica concessa dal sistema.

In questa tesi non sono state fatte considerazioni riguardanti l'azione tagliente locale che si genera nelle estremità delle travi, a seguito del meccanismo di collasso.

Delle conclusioni generali sono difficili da trarre, poichè già dai diversi studi presenti in letteratura è chiaro come ogni situazione necessiterebbe di uno studio individuale. Creare un criterio generale che accomuni oltre 10000 situazioni è impensabile per questo primo approccio, ma soprattutto, sulla base dell'analisi parametrica condotta che è fortemente condizionata dalle numerose non linearità geometriche e meccaniche.

# Ringraziamenti

Caro lettore,

Se sei arrivato su questa pagina è perchè vuoi sapere se Pat è riuscita ad abbandonare il suo cinismo, dedicandoti poche parole che probabilmente non è mai riuscita a dire. Dunque a te è dedicata questa lettera, perchè in un qualche modo sei riuscito a lasciare un segno che è diventato un tesoro per lo sviluppo di questa tesi.

Avrai scoperto nei capitoli precedenti che alla base di tutto c'è un codice in cui l'algoritmo fondamentale è *if-else-end* che ha permesso di investigare tutti i possibili scenari utili all'analisi. Quindi è con questo stesso comando che si sviluppa il codice per questa lettera.

*Se* già dal titolo in copertina questa tesi non ha segreti, lei è il Prof. Giordano. Ha saputo catturare il mio interesse per questo argomento dalle primissime parole di Luglio e ha saputo trasmettermi la passione per questo mestiere dalle prime lezioni di ormai due anni fa. Vorrei ringraziarla per l'opportunità di aver portato avanti, sotto la sua guida, questo progetto.

*Se* hai assistito passo passo allo sviluppo di tutte le analisi, sei Fabio. Grazie per il supporto, per la presenza costante e per la pazienza con la quale mi hai spiegato e chiarito i miei dubbi. *Altrimenti se* hai riso dalla prima simulazione, sei Paolo. Grazie per la spensieratezza di quelle risate in Cantina e per aver permesso che tutto questo avvenisse.

*Se* ogni sera mi avete accompagnato a casa con ore e ore al telefono ☺☺ e ho discusso con voi tutti i risultati prima ancora che li leggessero i miei prof., siete Papà e Mamma. Siete fuoco, aria, acqua e terra. Siete Vita. Non credo che bastino poche parole per esprimere ciò che sento, ma voglio dirvi che nonostante la distanza, il vostro amore mi arriva forte e chiaro: l'unico pilastro che non conosce alcun meccanismo di rottura.

*Se* a Luglio mi hai detto "Patri accetta questa tesi", sei Francesco. Sei la mia guida e la mia forza. Il fratello maggiore che ha risolto tutti i problemi tecnici e psicologici di questa tesi. La tua pazienza è nascosta dietro ogni "Che hai combinato

stavolta?” e la tua impronta è ben visibile in ogni aspetto della mia personalità. Ci sei sempre. In prima linea. Per me.

*Se* ad ogni incontro mi avete chiesto quante travi avessi rotto, siete Silvia e Chiara. Mi Avete confermato che la distanza è solo un numero, che ci basta un “Ehilàààà” per ritrovarci in qualsiasi momento, che gli anni passano ma riusciamo ad aggiornarci, scoprirci e supportarci in tutto. Ragazze sapete quante altre travi romperò? Speriamo siano soltanto travi!

*Se* le nostre tesi si sono rivelate a metà strada tra l’ingresso 1 e 3 del DISEG, sei Monica. Sei la piacevole scoperta tra i banchi di questo Politecnico. Mi hai insegnato il significato della parola “interoperabilità” che ho scelto e voluto per il paragrafo più bello di tutta la tesi. L’importanza di un semplicissimo ma costante “Buongiorno” è il punto di forza della nostra amicizia.

*Se* lo stress path lo intendete come uno stile di vita, siete Lorenza ed Alex. Se anche non l’ho mai confessato ad alta voce è stato bello trascorrere intere giornate tra voi due. La coinquilina storica con le mille risate e litigate, ed il torinese meno torinese che ci sia: l’accoppiata perfetta che non scambierei mai. “Lorè, stress Pat?”. Aiuto.

*Se* l’argomento di tesi non vi importa ma vi siete preoccupati della mia salute mentale per tutto il tempo, siete Claudia, Monica, Marco e Luca. Mettere in pausa le 10.000 simulazioni per cenare e vedere un film sul divano, per strimpellare al pianoforte o per prendere uno spritz sotto il grattacielo, non è mai stato più bello e facile con voi.

*Se* mi considerate una traditrice per questa tesi, siete gli idraulici: Francesca, Alberto e Jacopo. Non vi preoccupate continuo ancora ad emozionarmi davanti al muro in cls di una diga, e davanti ad un chiusino di fognatura con o senza litri di birra e shottini ingeriti. Il Capitolo 5 di questa tesi è stato possibile solo grazie alle ore e ore di programmazione MATLAB passate insieme. Grazie mille per avermi accompagnata nell’anno più bello e difficile di tutto questo percorso.

*Se* conoscete i tre prof. all’inizio di questa lettera, siete gli acciaisti: Luca e Paolo. Abbiamo scoperto insieme che “mortasatura” non è una minaccia, ma ci siamo sentiti comunque parecchio minacciati da questa. Nel caso in cui doveste scegliere come vostro relatore uno dei tre sopra e continuare questo argomento, dovrete rivelarvi le magagne alla base di tutto, che come i pezzi di un sushi all you can eat, sono infinite.

*Se* hai sentito tutte le imprecazioni che si nascondono dietro questa tesi, sei della Cantina. Fai parte di un gruppo che si riunisce quotidianamente in un posto mistico, segreto e difficilmente accessibile del Politecnico. Fai parte di una famiglia che ha imparato a condividere e a superare le proprie debolezze davanti ad una macchinetta del caffè. Non riesci più a pronunciare correttamente la parola “incredibile”; ti stupisci delle persone che vivono senza ansia; hai imparato a contenere l’acqua dietro un muro senza berne neanche un goccio; mangeresti qualsiasi cosa a qualsiasi ora; riesci

a prendere, con calma e senza mandare a quel paese nessuno, l'ultimo treno della giornata; hai abbandonato la tua tovaglietta per il pranzo e il tuo ordine interiore non appena hai messo piede in Cantina; sei impazzito non appena ti hanno chiesto dei grafici in MATLAB; hai stupito tutti con la storia del motoscafo; hai la capacità di spacciare biscotti così come quella di rompere le balle a tutti se sei di buon umore. Mille volte grazie alla mia seconda famiglia costruita in sei mesi: Mihaela-Miscel, chiddu Giovanni, Luciano-Lucius, Andrea, Maicol il paziente, Alessandro, Simone, Gian-Orazio, Cristian il saggio.

A questo punto del codice l'*end* chiude l'algoritmo e non resta che scrivere la conclusione.

Caro lettore, non importa quanto di questa tesi tu abbia capito ma se sei arrivato a leggere fin qui vuol dire che mi conosci e in qualche modo sai già tutto. A te, spero di aver dato un motivo per credere in me e ti ringrazio per questo e per tutto ciò che mi hai insegnato.

Patrizia



# Bibliografia

- [1] GSA (General Services Administration). *Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance*. 2013.
- [2] Amir Hossein Arshian e Guido Morgenthal. «Three-dimensional progressive collapse analysis of reinforced concrete frame structures subjected to sequential column removal». In: *Engineering Structures* 132 (2017), pp. 87–97.
- [3] Yihai Bao, Joseph A Main e Sam-Young Noh. «Evaluation of structural robustness against column loss: Methodology and application to RC frame buildings». In: *Journal of Structural Engineering* 143.8 (2017), p. 04017066.
- [4] Gabriele Bertagnoli et al. «Robustness of reinforced concrete framed buildings: a comparison between different numerical models». In: *Key Engineering Materials*. Vol. 711. Trans Tech Publ. 2016, pp. 814–821.
- [5] E Brunesi et al. «Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis». In: *Engineering Structures* 104 (2015), pp. 65–79.
- [6] Mattia Dalmaso et al. «On the robustness of masonry infilled reinforced concrete structures». In: 2018.
- [7] Department of Defense. *Unified Facilities Criteria: Design of Buildings to Resist Progressive Collapse (UFC 4-023-03)*. 2005.
- [8] Rajesh Prasad Dhakal e Koichi Maekawa. «Modeling for postyield buckling of reinforcement». In: *Journal of Structural Engineering* 128.9 (2002), pp. 1139–1147.
- [9] BS EN. «1-7 (2006) Eurocode 1: Actions on structures-Part 1–7: General actions—Accidental actions». In: *European Committee for Standardization, Brussels* (1991).
- [10] Michael H Faber. *Risk assessment in engineering: principles, system representation & risk criteria*. Rapp. tecn. ETH Zurich, 2008.

- 
- [11] U Gsa. «Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects». In: *Washington, DC* (2003).
- [12] BA Izzuddin. «A simplified model for axially restrained beams subject to extreme loading». In: *International journal of steel structures* 5.5 (2005), pp. 421–429.
- [13] BA Izzuddin et al. «Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss—Part I: Simplified assessment framework». In: *Engineering structures* 30.5 (2008), pp. 1308–1318.
- [14] Sashi K Kunnath, Yihai Bao e Sherif El-Tawil. «Advances in computational simulation of gravity-induced disproportionate collapse of RC frame buildings». Tesi di dott. American Society of Civil Engineers, 2017.
- [15] Hai S Lew et al. «An experimental and computational study of reinforced concrete assemblies under a column removal scenario». In: *NIST Technical Note* 1720 (2011), p. 106.
- [16] Namyo Salim Lim, KH Tan e CK Lee. «Effects of rotational capacity and horizontal restraint on development of catenary action in 2-D RC frames». In: *Engineering Structures* 153 (2017), pp. 613–627.
- [17] Silvia Mazzoni et al. «OpenSees command language manual». In: *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center* 264 (2006).
- [18] *Norme Tecniche per le Costruzioni*. 2018.
- [19] Anh Tuan Pham, Kang Hai Tan e Jun Yu. «Numerical investigations on static and dynamic responses of reinforced concrete sub-assemblages under progressive collapse». In: *Engineering Structures* 149 (2017), pp. 2–20.
- [20] Kai Qian e Bing Li. «Effects of masonry infill wall on the performance of RC frames to resist progressive collapse». In: *Journal of Structural Engineering* 143.9 (2017), p. 04017118.
- [21] Salim Razvi e Murat Saatcioglu. «Confinement model for high-strength concrete». In: *Journal of Structural Engineering* 125.3 (1999), pp. 281–289.
- [22] Peiqi Ren et al. «Experimental investigation of progressive collapse resistance of one-way reinforced concrete beam–slab substructures under a middle-column-removal scenario». In: *Engineering Structures* 118 (2016), pp. 28–40.
- [23] Sherif El-Tawil, Honghao Li e Sashi Kunnath. «Computational simulation of gravity-induced progressive collapse of steel-frame buildings: Current trends and future research needs». In: *Journal of Structural Engineering* 140.8 (2013), A2513001.

- [24] AG Vlassis et al. «Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss—Part II: Application». In: *Engineering Structures* 30.5 (2008), pp. 1424–1438.
- [25] Jian Weng et al. «Damage assessment for reinforced concrete frames subject to progressive collapse». In: *Engineering Structures* 149 (2017), pp. 147–160.
- [26] Y Xiao et al. «Collapse Test of Three-Story Half-Scale Reinforced Concrete Frame Building.» In: *ACI Structural Journal* 112.4 (2015).

# Elenco delle figure

1.1	a) Ronan Point, Londra - b) Alfred P. Murrah Federal Building, Oklahoma City - c) World Trade Center, New York . . . . .	9
1.2	Sottolivelli strutturali per la valutazione del collasso progressivo . . . . .	13
1.3	<i>Modello semplificato di trave in acciaio con vincoli elastici di estremità con meccanismo a tirante. [12]</i> . . . . .	14
1.4	<i>Modello semplificato di trave in c.a con vincoli elastici di estremità con meccanismo a tirante. [12]</i> . . . . .	14
2.1	<i>Modellazione a fibre di un elemento in calcestruzzo armato</i> . . . . .	18
2.2	<i>Confronto tra plasticità concentrata e plasticità diffusa</i> . . . . .	19
2.3	<i>Legame costitutivo del calcestruzzo implementato dal comando Concrete02 di OpenSees</i> . . . . .	22
2.4	<i>Legame costitutivo del calcestruzzo proposto da (Park et al.,1982)</i> . . . . .	22
2.5	<i>Modellazione a fibre di un elemento in calcestruzzo armato</i> . . . . .	23
2.6	<i>Pressione di confinamento: (a) sviluppo della pressione di confinamento in una sezione quadrata; (b) variazione di pressione di confinamento per mezzo del rinforzo trasversale.</i> . . . . .	23
2.7	<i>Modello Saatcioglu and Razvi (1992)</i> . . . . .	24
2.8	<i>Legame costitutivo dell'acciaio implementato dal comando Hysteretic di OpenSees</i> . . . . .	26
2.9	<i>Comportamento a trazione scelto per l'acciaio e implementato dal comando Hysteretic di OpenSees</i> . . . . .	26
2.10	<i>Modello Dhakal and Maekawa (2002)</i> . . . . .	28
3.1	<i>Modello Fiber Beam Element</i> . . . . .	30
3.2	<i>Localizzazione dei campioni e prototipi da testare</i> . . . . .	31
3.3	<i>Dettaglio costruttivo campione FR</i> . . . . .	33
3.4	<i>Schema statico campione FR</i> . . . . .	33
3.5	<i>Confronto Campione FR di J.Weng et al., 2016</i> . . . . .	36
3.6	<i>Dettaglio costruttivo campione FR-S</i> . . . . .	37
3.7	<i>Schema statico campione FR-S</i> . . . . .	37

3.8	<i>Confronto Campione FR-S di J.Weng et al., 2016</i>	40
3.9	<i>Dettaglio costruttivo campione FR</i>	41
3.10	<i>Schema statico campione PR</i>	41
3.11	<i>Confronto Campione PR di J.Weng et al., 2016</i>	44
3.12	<i>Specimen IMF</i>	46
3.13	<i>Modello sperimentale IMF</i>	47
3.14	<i>Schema statico del modello sperimentale IMF</i>	48
3.15	<i>Confronto Campione IMF, NIST-TN 1720, 2011</i>	50
3.16	<i>Schema statico del modello sperimentale S3</i>	52
3.17	<i>Dettaglio costruttivo campione S3</i>	52
3.18	<i>Confronto Campione S3, Yu J.et al., 2013</i>	55
3.19	<i>Localizzazione del telaio studiato nell'edificio</i>	57
3.20	<i>Dettaglio costruttivo del telaio non tamponato senza dettagli sismici</i>	58
3.21	<i>Dettaglio costruttivo delle sezioni del telaio non tamponato senza dettagli sismici</i>	58
3.22	<i>Confronto telaio non tamponato senza dettagli sismici, K.Quian et al., 2017</i>	60
3.23	<i>Dettaglio costruttivo del telaio non tamponato con dettagli sismici</i>	61
3.24	<i>Dettaglio costruttivo delle sezioni del telaio non tamponato con dettagli sismici</i>	61
3.25	<i>Confronto telaio non tamponato con dettagli sismici, K.Quian et al., 2017</i>	64
4.1	<i>Schema statico del modello prima della rimozione dell'appoggio centrale (vincoli di incastro perfetto)</i>	68
4.2	<i>Schema statico del modello per l'analisi parametrica (vincoli di incastro perfetto)</i>	68
4.3	<i>Schematizzazione del modello per l'analisi parametrica</i>	68
4.4	<i>Dettaglio delle sezioni</i>	69
6.1	<i>Evoluzione dello sforzo assiale nella trave durante il processo di collasso progressivo</i>	84
6.2	<i>(a) Sforzo assiale durante il meccanismo ad arco; (b) Sforzo assiale nelle barre di rinforzo durante il meccanismo a catenaria (rosso-trazione, blu-compressione)</i>	84
6.3	<i>Curva di capacità attesa dall'analisi pushdown</i>	85
6.4	<i>Tre fasi del trasferimento del carico: (a): Comportamento ad arco; (b): Formazione delle cerniere plastiche; (c): Comportamento a catenaria</i>	86
6.5	<i>Esempio di curva di capacità senza filtraggio dei dati</i>	87
6.6	<i>Esempio di curva di capacità con filtraggio dei dati</i>	88

6.7	<i>Esempio di curva di capacità con filtraggio dei dati</i> . . . . .	88
6.8	<i>Esempio di curve di capacità. <math>\alpha = 30\%</math> ; <math>\epsilon_{su} = 0.12</math> ; <math>k_{vincolo} = 10\%</math> ; <math>h = L/10</math> ; <math>b</math>:variabile ; <math>L</math>:variabile ; <math>\omega_{2T}</math>:variabile</i> . . . . .	89
6.9	<i>Esempio di curve di capacità. <math>\alpha = 30\%</math> ; <math>\epsilon_{su} = 0.12</math> ; <math>k_{vincolo} = 10\%</math> ; <math>h = L/25</math> ; <math>b</math>:variabile ; <math>L</math>:variabile ; <math>\omega_{2T}</math>:variabile</i> . . . . .	89
6.10	<i>Applied and axial force. <math>\alpha = 30\%</math> ; <math>\epsilon_{su} = 0.12</math> ; <math>k_{vincolo} = 10\%</math> ; <math>h = L/10</math> ; <math>b = 2h</math> ; <math>L = 4m</math> ; <math>\omega_2 = 0.225</math></i> . . . . .	90
6.11	<i>Applied and axial force. <math>\alpha = 30\%</math> ; <math>\epsilon_{su} = 0.12</math> ; <math>k_{vincolo} = 10\%</math> ; <math>h = L/25</math> ; <math>b = 2h</math> ; <math>L = 4m</math> ; <math>\omega_2 = 0.225</math></i> . . . . .	90
6.12	<i>Localizzazione dei punti <math>P_0</math> e <math>P_{max}</math></i> . . . . .	91
6.13	<i>Applicazione del Teorema Cinematico ad una trave doppiamente incastrata</i> . . . . .	93
6.14	<i>Rappresentazione dell'intero campione di travi</i> . . . . .	94
6.15	<i>Schema statico con appoggio centrale</i> . . . . .	95
6.16	<i>Rappresentazione schematica dei quattro comportamenti</i> . . . . .	96
6.17	<i>Rappresentazione schematica dei quattro comportamenti</i> . . . . .	97
6.18	<i>Influenza della variazione di <math>L</math></i> . . . . .	98
6.19	<i>Influenza della variazione di <math>L</math>. Parametri fissi: <math>h = L/25</math> ; <math>b = 2h</math> ; <math>\epsilon_{su} = 0.12</math> ; <math>\omega_{2T} = 0.164</math> ; <math>\alpha = 100\%</math> ; <math>k_{vincolo} = 20\%</math></i> . . . . .	99
6.20	<i>Influenza della variazione di <math>L</math>: rappresentazione dell'intero campione di travi</i> . . . . .	100
6.21	<i>Variabilità di <math>h</math> in funzione di <math>L</math></i> . . . . .	100
6.22	<i>Variabilità di <math>b</math> in funzione di <math>L</math></i> . . . . .	101
6.23	<i>Variabilità di <math>\epsilon_{su}</math> in funzione di <math>L</math></i> . . . . .	101
6.24	<i>Variabilità di <math>\omega_{2T}</math> in funzione di <math>L</math></i> . . . . .	101
6.25	<i>Variabilità di <math>\alpha</math> in funzione di <math>L</math></i> . . . . .	102
6.26	<i>Variabilità di <math>k_{vincolo}</math> in funzione di <math>L</math></i> . . . . .	102
6.27	<i>Influenza della variazione di <math>h</math>. Parametri fissi: <math>L = 4m</math> ; <math>b = 2h</math> ; <math>\epsilon_{su} = 0.12</math> ; <math>\omega_{2T} = 0.225</math> ; <math>\alpha = 50\%</math> ; <math>k_{vincolo} = 20\%</math></i> . . . . .	103
6.28	<i>Influenza della variazione di <math>h</math>: rappresentazione dell'intero campione di travi</i> . . . . .	103
6.29	<i>Influenza della variazione di <math>h</math>: rappresentazione dell'intero campione di travi</i> . . . . .	104
6.30	<i>Variabilità di <math>L</math> in funzione di <math>h</math></i> . . . . .	105
6.31	<i>Variabilità di <math>b</math> in funzione di <math>h</math></i> . . . . .	105
6.32	<i>Variabilità di <math>\epsilon_{su}</math> in funzione di <math>h</math></i> . . . . .	106
6.33	<i>Variabilità di <math>\omega_{2T}</math> in funzione di <math>h</math></i> . . . . .	106
6.34	<i>Variabilità di <math>\alpha</math> in funzione di <math>h</math></i> . . . . .	106
6.35	<i>Variabilità di <math>k_{vincolo}</math> in funzione di <math>h</math></i> . . . . .	107
6.36	<i>Influenza della variazione di <math>b</math>. Parametri fissi: <math>L = 6m</math> ; <math>h = L/15</math> ; <math>\epsilon_{su} = 0.12</math> ; <math>\omega_{2T} = 0.225</math> ; <math>\alpha = 100\%</math> ; <math>k_{vincolo} = 10\%</math></i> . . . . .	108

6.37	<i>Influenza della variazione di h: rappresentazione dell'intero campione di travi . . . . .</i>	109
6.38	<i>Variabilità di L in funzione di b . . . . .</i>	109
6.39	<i>Variabilità di h in funzione di b/h . . . . .</i>	110
6.40	<i>Variabilità di <math>\epsilon_{su}</math> in funzione di b . . . . .</i>	110
6.41	<i>Variabilità di <math>\omega_{2T}</math> in funzione di b . . . . .</i>	110
6.42	<i>Variabilità di <math>\alpha</math> in funzione di b . . . . .</i>	111
6.43	<i>Variabilità di <math>k_{vincolo}</math> in funzione di b . . . . .</i>	111
6.44	<i>Influenza della variazione di <math>\epsilon_{su}</math>. Parametri fissi: <math>L = 8m</math> ; <math>h = L/20</math> ; <math>b = 4h/3</math> ; <math>\omega_{2T} = 0.225</math> ; <math>\alpha = 100\%</math> ; <math>k_{vincolo} = 2\%</math> . . . . .</i>	112
6.45	<i>Influenza della variazione di <math>\epsilon_{su}</math>. Parametri fissi: <math>L = 4m</math> ; <math>h = L/20</math> ; <math>b = 2h</math> ; <math>\omega_{2T} = 0.225</math> ; <math>\alpha = 100\%</math> ; <math>k_{vincolo} = 20\%</math> . . . . .</i>	113
6.46	<i>Influenza della variazione di <math>\epsilon_{su}</math>: rappresentazione dell'intero campione di travi . . . . .</i>	113
6.47	<i>Variabilità di L in funzione di <math>\epsilon_{su}</math> . . . . .</i>	114
6.48	<i>Variabilità di h in funzione di <math>\epsilon_{su}</math> . . . . .</i>	114
6.49	<i>Variabilità di b in funzione di <math>\epsilon_{su}</math> . . . . .</i>	115
6.50	<i>Variabilità di <math>\omega_{2T}</math> in funzione di <math>\epsilon_{su}</math> . . . . .</i>	115
6.51	<i>Variabilità di <math>\alpha</math> in funzione di <math>\epsilon_{su}</math> . . . . .</i>	115
6.52	<i>Variabilità di <math>k_{vincolo}</math> in funzione di <math>\epsilon_{su}</math> . . . . .</i>	116
6.53	<i>Influenza della variazione di <math>\omega_{2T}</math>. Parametri fissi: <math>L = 6m</math> ; <math>h = L/25</math> ; <math>b = 2h</math> ; <math>\epsilon_{su} = 0.12</math> ; <math>\alpha = 100\%</math> ; <math>k_{vincolo} = 20\%</math> . . . . .</i>	117
6.54	<i>Influenza della variazione di <math>\omega_{2T}</math>: rappresentazione dell'intero campione di travi . . . . .</i>	118
6.55	<i>Influenza della variazione di <math>\omega_{2T}</math>: rappresentazione dell'intero campione di travi . . . . .</i>	118
6.56	<i>Variabilità di L in funzione di <math>\omega_{2T}</math> . . . . .</i>	119
6.57	<i>Variabilità di h in funzione di <math>\omega_{2T}</math> . . . . .</i>	119
6.58	<i>Variabilità di b in funzione di <math>\omega_{2T}</math> . . . . .</i>	120
6.59	<i>Variabilità di <math>\epsilon_{su}</math> in funzione di <math>\omega_{2T}</math> . . . . .</i>	120
6.60	<i>Variabilità di <math>\alpha</math> in funzione di <math>\omega_{2T}</math> . . . . .</i>	120
6.61	<i>Variabilità di <math>k_{vincolo}</math> in funzione di <math>\omega_{2T}</math> . . . . .</i>	121
6.62	<i>Influenza della variazione di <math>\alpha</math>. Parametri fissi: <math>L = 8m</math> ; <math>h = L/20</math> ; <math>b = 4h/3</math> ; <math>\epsilon_{su} = 0.12</math> ; <math>\omega_{2T} = 0.225</math> ; <math>k_{vincolo} = 2\%</math> . . . . .</i>	122
6.63	<i>Influenza della variazione di <math>\alpha</math>: rappresentazione dell'intero campione di travi . . . . .</i>	123
6.64	<i>Variabilità di L in funzione di <math>\alpha</math> . . . . .</i>	123
6.65	<i>Variabilità di h in funzione di <math>\alpha</math> . . . . .</i>	124
6.66	<i>Variabilità di b in funzione di <math>\alpha</math> . . . . .</i>	124
6.67	<i>Variabilità di <math>\epsilon_{su}</math> in funzione di <math>\alpha</math> . . . . .</i>	124
6.68	<i>Variabilità di <math>\omega_{2T}</math> in funzione di <math>\alpha</math> . . . . .</i>	125

6.69	Variabilità di $k_{vincolo}$ in funzione di $\alpha$ . . . . .	125
6.70	Influenza della variazione di $k_{vincolo}$ . Parametri fissi: $L = 8m$ ; $h = L/25$ ; $b = 2h$ ; $\epsilon_{su} = 0.12$ ; $\omega_{2T} = 0.225$ ; $1alpha = 100\%$ . . . . .	126
6.71	Influenza della variazione di $k_{vincolo}$ . Parametri fissi: $L = 6m$ ; $h = L/15$ ; $b = 2h$ ; $\epsilon_{su} = 0.25$ ; $\omega_{2T} = 0.164$ ; $1alpha = 100\%$ . . . . .	127
6.72	Influenza della variazione di $k_{vincolo}$ : rappresentazione dell'intero campione di travi . . . . .	127
6.73	Variabilità di $L$ in funzione di $k_{vincolo}$ . . . . .	128
6.74	Variabilità di $h$ in funzione di $k_{vincolo}$ . . . . .	128
6.75	Variabilità di $b$ in funzione di $k_{vincolo}$ . . . . .	129
6.76	Variabilità di $\epsilon_{su}$ in funzione di $k_{vincolo}$ . . . . .	129
6.77	Variabilità di $\omega_{2T}$ in funzione di $k_{vincolo}$ . . . . .	129
6.78	Variabilità di $\alpha$ in funzione di $k_{vincolo}$ . . . . .	130

# ALLEGATI

SCRIPT TCL SPEC.FR

```

#
-----
# Modello Paper numerico sperimentale fibre

# SET UP
-----
# units: Newton, mm, sec

# define GEOMETRY -----
wipe
model basic -ndm 2 -ndf 3

# COORDINATE NODALI
node 1 0 0; # <-----
node 2 400 0;
node 3 490 0;
node 4 580 0;
node 5 670 0;
node 6 850 0;
node 7 1120 0;
node 8 1230 0;
node 9 2150 0;
node 10 2260 0;
node 11 2530 0;
node 12 2710 0;
node 13 2800 0;
node 14 2890 0;
node 15 2980 0;
node 16 3070 0;
node 17 3250 0;
node 18 3520 0;
node 19 3630 0;
node 20 4550 0;
node 21 4660 0;
node 22 4930 0;
node 23 5110 0;
node 24 5200 0;
node 25 5290 0;
node 26 5380 0;
node 27 5780 0; # <-----

node 28 490 835; # <-----
node 29 490 90;
node 30 490 -90;
node 31 490 -695;
node 32 5290 835; # <-----
node 33 5290 90;
node 34 5290 -90;
node 35 5290 -695;

#nodi aggiuntivi per molle
node 81 0 0;
node 88 490 835;
node 82 5290 835;
node 87 5780 0;

# VINCOLI - SPconstraints - Boundary Conditions
# node DX DY RZ
fix 1 0 0 1;
fix 31 1 1 0; #cerniera
fix 28 0 0 1;
fix 32 0 0 1;
fix 27 0 0 1;

```

fix 35 1 1 0; #cerniera

fix 81 1 1 1

fix 88 1 1 1

fix 82 1 1 1

fix 87 1 1 1

# fix 1 1 0 0;

# fix 31 1 1 0; #cerniera

# fix 28 1 0 0;

# fix 32 1 0 0;

# fix 27 1 0 0;

# fix 35 1 1 0; #cerniera

# DEFINIZIONE DEI MATERIALI

-----

#	CLS				Tag	fcc	epscc	fccu
#	epsccu	lambda	ft	Et				
#		cover						
	uniaxialMaterial	Concrete02		1	-30	-0.004	-12	-0.03
	0.10	2	1500					
#		core colonna						
	uniaxialMaterial	Concrete02		2	-35.18	-0.004	-12	-0.02
	0.10	2	1500					
#		core laterale trave						
	uniaxialMaterial	Concrete02		3	-33.65	-0.004	-12	-0.018
	0.10	2	1500					
#		core centrale trave						
	uniaxialMaterial	Concrete02		4	-32.80	-0.004	-12	-0.015
	0.10	2	1500					
# #		cover						
#	uniaxialMaterial	Concrete02		1	-30	-0.004	-12	-0.03
	0.10	2	1500					
# #		core colonna						
#	uniaxialMaterial	Concrete02		2	-25	-0.002	-10	-0.011
	0.10	2	1500					
# #		core laterale trave						
#	uniaxialMaterial	Concrete02		3	-27	-0.004	-12	-0.012
	0.10	2	1500					
# #		core centrale trave						
#	uniaxialMaterial	Concrete02		4	-27	-0.004	-12	-0.012
	0.10	2	1500					

# STEEL

set fy 505; #Yield strength  
set fu 605; #ultimate strength  
set E 210000.0; # Young's modulus

#	#				s1p	e1p	s2p	e2p	s3p	e3p	s1n
		s2n	e2n	s3n	e3n	px	py	d1	d2		
# #	uniaxialMaterial	Hysteretic	5	\$fy	0.002	\$fu	0.14	20	0.161	-	
	\$fy	-0.002	-304.6	-0.07	-101	-0.2	1	1	0	0	
	uniaxialMaterial	Steel02	5	\$fy	\$E	0.01	15	0.925	0.15		
	uniaxialMaterial	MinMax	6	5	0.14						

# K1-K2 (EXCEL) B=100 s1p e1p s2p e2p s3p e3p

s1n	e1n	s2n	e2n	s3n	e3n	px	py	d1	d2
uniaxialMaterial	Hysteretic	88	0.085	2.4	4.895	4.8	106.867	104.8	
-0.085	-2.4	-4.895	-4.8	-106.867	-104.8	1	1	0	0
uniaxialMaterial	Hysteretic	81	0.042	3.1	9.533	6.2	163.294	106.2	
-0.042	-3.1	-9.533	-6.2	-163.294	-106.2	1	1	0	0
uniaxialMaterial	Hysteretic	82	0.069	3.7	4.344	7.4	63.044	107.4	
-0.069	-3.7	-4.344	-7.4	-63.044	-107.4	1	1	0	0
uniaxialMaterial	Hysteretic	87	0.066	2.6	24.558	5.2	496.836	105.2	
-0.066	-2.6	-24.558	-5.2	-496.836	-105.2	1	1	0	0

## # DEFINIZIONE DELLE SEZIONI

### # SEZIONE colonna

```

set cover 20.0;
set As10 78.54 ; # area of 1 bar fi10
set As6 28.27 ; # area of 1 bar fi6
set yc [expr 180/2.0]
set zc [expr 180/2.0]

section Fiber 1 {
    # VA DATA PRIMA LA COORDINATA Z !!!!!
    patch rect 2 10 10 [expr $cover-$zc] [expr $cover-$yc] [expr $zc-$cover]
[expr $yc-$cover]
    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect 1 10 10 [expr $zc-$cover] [expr -$yc] $zc $yc
    patch rect 1 10 10 [expr -$zc] [expr -$yc] [expr -$zc+$cover] $yc
    patch rect 1 10 10 [expr -$zc+$cover] [expr -$yc] [expr $zc-$cover] [expr
-$yc+$cover]
    patch rect 1 10 10 [expr $cover-$zc] [expr $yc-$cover] [expr -$cover+
$zc] $yc

    # ARMATURE (top, middle, bottom)
    # mat n_barre Area coord. pt iniziali
coord. pt finale
    layer straight 5 2 $As10 [expr $zc-$cover] [expr -$yc+$cover] [expr $zc-
$cover] [expr $yc-$cover]
    layer straight 5 2 $As6 0 [expr -$yc+$cover] 0 [expr $yc-$cover]
    layer straight 5 1 $As6 [expr $zc-$cover] -3 [expr $zc-$cover] 3
    layer straight 5 1 $As6 [expr -$zc+$cover] -3 [expr -$zc+$cover] 3
    layer straight 5 2 $As10 [expr -$zc+$cover] [expr -$yc+$cover] [expr -$zc+
$cover] [expr $yc-$cover]
}

```

### # SEZIONE laterale trave s90

```

set As10 78.54 ; # area of 1 bar
set ylt [expr 100/2.0]
set zlt [expr 180/2.0]

section Fiber 2 {
    # VA DATA PRIMA LA COORDINATA Z !!!!!
    patch rect 3 10 10 [expr $cover-$zlt] [expr $cover-$ylt] [expr $zlt-
$cover] [expr $ylt-$cover]
    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect 1 10 10 [expr $zlt-$cover] [expr -$ylt] $zlt $ylt
    patch rect 1 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr -$zlt+$cover] $ylt
    patch rect 1 10 10 [expr -$zlt+$cover] [expr -$ylt] [expr $zlt-$cover]
[expr -$ylt+$cover]
    patch rect 1 10 10 [expr $cover-$zlt] [expr $ylt-$cover] [expr -$cover+
$zlt] $ylt

    # ARMATURE (top, bottom)
    # mat n_barre Area coord. pt iniziali
coord. pt finale

```

```

        layer straight 5 3 $As10 [expr $zlt-$cover] [expr -$ylt+$cover] [expr
$zlt-$cover] [expr $ylt-$cover]
        layer straight 5 2 $As10 [expr -$zlt+$cover] [expr -$ylt+$cover] [expr -
$zlt+$cover] [expr $ylt-$cover]
    }

# SEZIONE centrale trave s120
set As10 78.54 ; # area of 1 bar
set ylt [expr 100/2.0]
set zlt [expr 180/2.0]

section Fiber 3 {
    # VA DATA PRIMA LA COORDINATA Z !!!!!
    patch rect 4 10 10 [expr $cover-$zlt] [expr $cover-$ylt] [expr $zlt-
$cover] [expr $ylt-$cover]
    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect 1 10 10 [expr $zlt-$cover] [expr -$ylt] $zlt $ylt
    patch rect 1 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr -$zlt+$cover] $ylt
    patch rect 1 10 10 [expr -$zlt+$cover] [expr -$ylt] [expr $zlt-$cover]
[expr -$ylt+$cover]
    patch rect 1 10 10 [expr $cover-$zlt] [expr $ylt-$cover] [expr -$cover+
$zlt] $ylt

        # ARMATURE (top, bottom)
        # mat n_barre Area coord. pt iniziali
coord. pt finale
        layer straight 5 2 $As10 [expr $zlt-$cover] [expr -$ylt+$cover] [expr
$zlt-$cover] [expr $ylt-$cover]
        layer straight 5 2 $As10 [expr -$zlt+$cover] [expr -$ylt+$cover] [expr -
$zlt+$cover] [expr $ylt-$cover]
    }

# -----sezioni molle-----
section Fiber 88 {
    patch rect 88 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr $zlt] [expr $ylt]
}
section Fiber 81 {
    patch rect 81 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr $zlt] [expr $ylt]
}
section Fiber 82 {
    patch rect 82 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr $zlt] [expr $ylt]
}
section Fiber 87 {
    patch rect 87 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr $zlt] [expr $ylt]
}

# DEFINIZIONE TRASFORMAZIONE GEOMETRICA SR
geomTransf Linear 1 ;
geomTransf Corotational 2;

# DEFINIZIONE ELEMENTI
set numIntgrPts 5;

# -----
TRAVATA-----
#Iz=b*h^3/12 100x180
set inerziatrave 486000000;
#set rigidezzaa 5000000000;
set rigidezzaa 32588;

element dispBeamColumn 1 1 2 $numIntgrPts 2 2
#element elasticBeamColumn 2 2 3 [expr 2*$zlt*$ylt] $rigidezzaa $inerziatrave

```

```

2
#element elasticBeamColumn 3 3 4 [expr 2*$zlt*$y] $rigidezzaa $inerziatrave
2
element dispBeamColumn 4 4 5 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 5 5 6 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 6 6 7 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 7 7 8 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 8 8 9 $numIntgrPts 3 2
element dispBeamColumn 9 9 10 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 10 10 11 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 11 11 12 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 12 12 13 $numIntgrPts 2 2
#element elasticBeamColumn 13 13 14 [expr 2*$zlt*$y] $rigidezzaa
$inerziatrave 2
#element elasticBeamColumn 14 14 15 [expr 2*$zlt*$y] $rigidezzaa
$inerziatrave 2
element dispBeamColumn 15 15 16 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 16 16 17 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 17 17 18 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 18 18 19 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 19 19 20 $numIntgrPts 3 2
element dispBeamColumn 20 20 21 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 21 21 22 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 22 22 23 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 23 23 24 $numIntgrPts 2 2
#element elasticBeamColumn 24 24 25 [expr 2*$zlt*$y] $rigidezzaa
$inerziatrave 2
#element elasticBeamColumn 25 25 26 [expr 2*$zlt*$y] $rigidezzaa
$inerziatrave 2
element dispBeamColumn 26 26 27 $numIntgrPts 2 2

element dispBeamColumn 2 2 3 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 3 3 4 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 13 13 14 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 14 14 15 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 24 24 25 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 25 25 26 $numIntgrPts 2 2

# -----
COLONNE-----
#Iz=b*h^3/12          180x180
set inerziacolonna 87480000;
#set rigidezzaa 500000000;
set rigidezza 34625;

element dispBeamColumn 27 28 29 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 28 29 3 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 29 3 30 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 30 30 31 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 31 32 33 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 32 33 25 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 33 25 34 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 34 34 35 $numIntgrPts 1 1

# -----MOLLE-----
#
#          id  nodoinc  nodorot  sez
element zeroLengthSection 88 88 28 88
element zeroLengthSection 81 81 1 81
element zeroLengthSection 82 82 32 82
element zeroLengthSection 87 87 27 87

```

```
# 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-
12 and a max number of iterations of 10
test NormDispIncr 1 3000 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

# 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"
```

```

source modelloFRd.tcl

loadConst -time 0.0
puts "Gravity Analysis Completed"
puts "Cyclic Analysis Completed"
#display displacement shape of the column
recorder display "Displaced shape2" 450 100 500 500 -wipe

prp 300. 200. 1;
vup 0 1 0;
vpn 0 0 1;
display 1 5 40

# vup 0 0 1
# vpn 1 0 0 ----> vista Y-Z

# vup 0 1 0
# vpn 0 0 1 ----> vista X-Y

# vup 0 0 1
# vpn 0 1 0 ----> vista X-Z
# Set the gravity loads to be constant & reset the time in the domain
loadConst -time 0.0

# Set some parameters
set P 1.0;          # Reference load

set dof 2
set nodo 14

# Set load pattern with a Linear TimeSeries
pattern Plain 2 "Linear" {
    # nd    FX  FY  MZ
    load 14  0.0 -$P 0.0
}

# Set some parameters
set dU -0.1;          # Displacement increment

# Change the integration scheme to be displacement control
#
#          node dof init Jd min max
integrator DisplacementControl $nodo $dof $dU 1 $dU $dU

# Stop the old recorders by destroying them
# remove recorders
nodeDisp 14 2

# Create a recorder to monitor nodal displacements
recorder Node -file FRdspostamentonodo14.out -node 14 -dof 2 disp
recorder Node -file FRdspostamentonodo3.out -node 3 -dof 1 disp
#recorder Node -file FRdspostamentonodo86.out -node 86 -dof 2 disp

recorder Node -file FRdreazioneV2933.out -node 31 35 -dof 2 reaction

recorder Element -file FRdSSacciaioinf.out -ele 12 section 5 fiber -70 60 5
stressStrain
#recorder plot FRdSSacciaioinf.out "Stress-strain armatura inf" 10 10 350 350 -
columns 2 1

recorder Element -file FRdSSacciaioincastro.out -ele 4 section 1 fiber 70 60 5

```

```

stressStrain
#recorder plot FRdSSacciaioincastro.out "Stress-strain armatura incastro 4" 10
350 350 350 -columns 2 1

recorder Element -file FRdSSacciaiosup.out -ele 12 section 5 fiber 70 60 5
stressStrain
#recorder plot FRdSSacciaiosup.out "Stress-strain armatura sup" 950 10 350 350 -
columns 2 1

recorder Element -file FRdaxial1.out -ele 1 localForce
recorder Element -file FRdaxial2.out -ele 2 localForce
recorder Element -file FRdaxial3.out -ele 3 localForce
recorder Element -file FRdaxial4.out -ele 4 localForce
recorder Element -file FRdaxial5.out -ele 5 localForce
recorder Element -file FRdaxial6.out -ele 6 localForce
recorder Element -file FRdaxial7.out -ele 7 localForce
recorder Element -file FRdaxial8.out -ele 8 localForce
recorder Element -file FRdaxial9.out -ele 9 localForce
recorder Element -file FRdaxial10.out -ele 10 localForce
recorder Element -file FRdaxial11.out -ele 11 localForce
recorder Element -file FRdaxial12.out -ele 12 localForce
recorder Element -file FRdaxial13.out -ele 13 localForce

recorder Element -file FRdDele1.out -ele 1 section 3 deformation
recorder Element -file FRdDele2.out -ele 2 section 3 deformation
recorder Element -file FRdDele3.out -ele 3 section 3 deformation
recorder Element -file FRdDele4.out -ele 4 section 3 deformation
recorder Element -file FRdDele5.out -ele 5 section 3 deformation
recorder Element -file FRdDele6.out -ele 6 section 3 deformation
recorder Element -file FRdDele7.out -ele 7 section 3 deformation
recorder Element -file FRdDele8.out -ele 8 section 3 deformation
recorder Element -file FRdDele9.out -ele 9 section 3 deformation
recorder Element -file FRdDele10.out -ele 10 section 3 deformation
recorder Element -file FRdDele11.out -ele 11 section 3 deformation
recorder Element -file FRdDele12.out -ele 12 section 3 deformation
recorder Element -file FRdDele13.out -ele 13 section 3 deformation
recorder Element -file FRdDele20.out -ele 20 section 3 deformation

# -----
# Finally perform the analysis
# -----

# Set some parameters
set maxU 600; # 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 {$ok != 0} {
        puts "regular newton failed .. lets try an initial stiffness for this
step"
        test NormDispIncr 1.0e-1 3000 3
        algorithm ModifiedNewton
        #-initial
        set ok [analyze 1]
        if {$ok == 0} {puts "that worked .. back to regular newton"}
        test NormDispIncr 1.0e-1 3000 3
        algorithm Newton
    }
}

```

```
    set currentDisp [nodeDisp $nodo $dof]
}

if {$ok == 0} {
    puts "Pushover analysis completed SUCCESSFULLY";
} else {
    puts "Pushover analysis FAILED";
}

wipe
```

SCRIPT TCL SPEC.FR-S

```

#
-----
# Modello Paper numerico sperimentale fibre

# SET UP
-----
# units: Newton, mm, sec

# define GEOMETRY -----
wipe
model basic -ndm 2 -ndf 3

# COORDINATE NODALI
node 1 0 0; # <-----
node 2 400 0;
node 3 490 0;
node 4 580 0;
node 5 670 0;
node 6 850 0;
node 7 1120 0;
node 8 1230 0;
node 9 2150 0;
node 10 2260 0;
node 11 2530 0;
node 12 2710 0;
node 13 2800 0;
node 14 2890 0;
node 15 2980 0;
node 16 3070 0;
node 17 3250 0;
node 18 3520 0;
node 19 3630 0;
node 20 4550 0;
node 21 4660 0;
node 22 4930 0;
node 23 5110 0;
node 24 5200 0;
node 25 5290 0;
node 26 5380 0;
node 27 5780 0; # <-----

node 28 490 835; # <-----
node 29 490 90;
node 30 490 -90;
node 31 490 -695;
node 32 5290 835; # <-----
node 33 5290 90;
node 34 5290 -90;
node 35 5290 -695;

#nodi aggiuntivi per molle
node 81 0 0;
node 88 490 835;
node 82 5290 835;
node 87 5780 0;

# VINCOLI - SPconstraints - Boundary Conditions
# node DX DY RZ
fix 1 0 0 1; #blocco solo la rotazione perchè definisco la
molla (nodo1: 001 + nodo81: 111)
fix 31 1 1 0; #cerniera
fix 28 0 0 1; #blocco solo la rotazione perchè definisco la
molla (nodo28: 001 + nodo88: 111)

```

```

fix 32 0 0 1; #blocco solo la rotazione perchè definisco la
molla (nodo33: 001 + nodo82: 111)
fix 27 0 0 1; #blocco solo la rotazione perchè definisco la
molla (nodo27: 001 + nodo87: 111)
fix 35 1 1 0; #cerniera

```

```

fix 81 1 1 1
fix 88 1 1 1
fix 82 1 1 1
fix 87 1 1 1

```

```

# fix 1 1 0 0;
# fix 31 1 1 0; #cerniera
# fix 28 1 0 0;
# fix 32 1 0 0;
# fix 27 1 0 0;
# fix 35 1 1 0; #cerniera

```

#### # DEFINIZIONE DEI MATERIALI

```

-----
# CLS
epsccu lambda ft Et Tag fcc epscc fccu
# cover
uniaxialMaterial Concrete02 1 -30 -0.004 -10 -0.03
0.10 2 1500
# core colonna
uniaxialMaterial Concrete02 2 -35.18 -0.004 -10 -0.02
0.10 2 1500
# core laterale trave
uniaxialMaterial Concrete02 3 -33.65 -0.004 -10 -0.018
0.10 2 1500
# core centrale trave
uniaxialMaterial Concrete02 4 -32.80 -0.004 -10 -0.015
0.10 2 1500
# core laterale50 trave
uniaxialMaterial Concrete02 6 -35.80 -0.004 -10 -0.03
0.10 2 1500

```

```

# STEEL
set fy 505; #Yield strength
set fu 605; #ultimate strength
set E 210000.0; # Young's modulus

```

```

#
e1n s2n e2n s3n e3n s1p e1p s2p e2p s3p e3p s1n
#uniaxialMaterial Hysteretic 5 $fy 0.002 $fu 0.16 20 0.181 -$fy -
0.002 -$fu -0.16 -20 -0.181 1 1 0 0
uniaxialMaterial Hysteretic 5 $fy 0.002 $fu 0.14 20 0.161 -$fy -
0.002 -306.6 -0.14 -101 -0.2 1 1 0 0

```

```

# K1-K2 vere (EXCEL) B=100 s1p e1p s2p e2p s3p
e3p s1n e1n s2n e2n s3n e3n px py d1 d2
uniaxialMaterial Hysteretic 88 0.332 2.2 5.046 4.4 119.718
104.4 -0.332 -2.2 -5.046 -4.4 -119.718 -104.4 1 1 0 0
uniaxialMaterial Hysteretic 81 0.179 4.5 11.834 9.0 143.317
109.0 -0.179 -4.5 -11.834 -9.0 -143.317 -109.0 1 1 0 0
uniaxialMaterial Hysteretic 82 0.069 7.8 88.308 15.6 654.386

```

115.6	-0.069	-7.8	-88.308	-15.6	-654.386	-115.6	1	1	0	0
uniaxialMaterial	Hysteretic	87	0.449	3.9	1.768	7.8	24.435			
107.8	-0.449	-3.9	-1.768	-7.8	-24.435	-107.8	1	1	0	0

# DEFINIZIONE DELLE SEZIONI

-----  
# SEZIONE colonna

```

set cover 20
set As10 78.54 ; # area of 1 bar fi10
set As6 28.27 ; # area of 1 bar fi6
set yc [expr 180/2.0]
set zc [expr 180/2.0]

section Fiber 1 {
    # VA DATA PRIMA LA COORDINATA Z !!!!!
    patch rect 2 10 10 [expr $cover-$zc] [expr $cover-$yc] [expr $zc-$cover]
[expr $yc-$cover]
    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect 1 10 10 [expr $zc-$cover] [expr -$yc] $zc $yc
    patch rect 1 10 10 [expr -$zc] [expr -$yc] [expr -$zc+$cover] $yc
    patch rect 1 10 10 [expr -$zc+$cover] [expr -$yc] [expr $zc-$cover] [expr
-$yc+$cover]
    patch rect 1 10 10 [expr $cover-$zc] [expr $yc-$cover] [expr -$cover+
$zc] $yc

    # ARMATURE (top, middle, bottom)
    # mat n_barre Area coord. pt iniziali
coord. pt finale
    layer straight 5 2 $As10 [expr $zc-$cover] [expr -$yc+$cover] [expr $zc-
$cover] [expr $yc-$cover]
    layer straight 5 2 $As6 0 [expr -$yc+$cover] 0 [expr $yc-$cover]
    layer straight 5 1 $As6 [expr $zc-$cover] -3 [expr $zc-$cover] 3
    layer straight 5 1 $As6 [expr -$zc+$cover] -3 [expr -$zc+$cover] 3
    layer straight 5 2 $As10 [expr -$zc+$cover] [expr -$yc+$cover] [expr -$zc+
$cover] [expr $yc-$cover]
}

```

# SEZIONE laterale trave s90

```

set As10 78.54 ; # area of 1 bar
set ylt [expr 100/2.0]
set zlt [expr 180/2.0]

```

section Fiber 2 {

```

    # VA DATA PRIMA LA COORDINATA Z !!!!!
    patch rect 3 10 10 [expr $cover-$zlt] [expr $cover-$ylt] [expr $zlt-
$cover] [expr $ylt-$cover]
    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect 1 10 10 [expr $zlt-$cover] [expr -$ylt] $zlt $ylt
    patch rect 1 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr -$zlt+$cover] $ylt
    patch rect 1 10 10 [expr -$zlt+$cover] [expr -$ylt] [expr $zlt-$cover]
[expr -$ylt+$cover]
    patch rect 1 10 10 [expr $cover-$zlt] [expr $ylt-$cover] [expr -$cover+
$zlt] $ylt

    # ARMATURE (top, bottom)
    # mat n_barre Area coord. pt iniziali
coord. pt finale
    layer straight 5 3 $As10 [expr $zlt-$cover] [expr -$ylt+$cover] [expr
$zlt-$cover] [expr $ylt-$cover]
    layer straight 5 2 $As10 [expr -$zlt+$cover] [expr -$ylt+$cover] [expr -
$zlt+$cover] [expr $ylt-$cover]

```

```

}

# SEZIONE centrale trave s120

set As10 78.54 ; # area of 1 bar
set ylt [expr 100/2.0]
set zlt [expr 180/2.0]

section Fiber 3 {
    # VA DATA PRIMA LA COORDINATA Z !!!!!
    patch rect 4 10 10 [expr $cover-$zlt] [expr $cover-$ylt] [expr $zlt-
$cover] [expr $ylt-$cover]
    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect 1 10 10 [expr $zlt-$cover] [expr -$ylt] $zlt $ylt
    patch rect 1 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr -$zlt+$cover] $ylt
    patch rect 1 10 10 [expr -$zlt+$cover] [expr -$ylt] [expr $zlt-$cover]
[expr -$ylt+$cover]
    patch rect 1 10 10 [expr $cover-$zlt] [expr $ylt-$cover] [expr -$cover+
$zlt] $ylt

    # ARMATURE (top, bottom)
    # mat n_barre Area coord. pt iniziali
coord. pt finale
    layer straight 5 2 $As10 [expr $zlt-$cover] [expr -$ylt+$cover] [expr
$zlt-$cover] [expr $ylt-$cover]
    layer straight 5 2 $As10 [expr -$zlt+$cover] [expr -$ylt+$cover] [expr -
$zlt+$cover] [expr $ylt-$cover]
}

# SEZIONE laterale trave s50

set As10 78.54 ; # area of 1 bar
set ylt [expr 100/2.0]
set zlt [expr 180/2.0]

section Fiber 4 {
    # VA DATA PRIMA LA COORDINATA Z !!!!!
    patch rect 6 10 10 [expr $cover-$zlt] [expr $cover-$ylt] [expr $zlt-
$cover] [expr $ylt-$cover]
    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect 1 10 10 [expr $zlt-$cover] [expr -$ylt] $zlt $ylt
    patch rect 1 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr -$zlt+$cover] $ylt
    patch rect 1 10 10 [expr -$zlt+$cover] [expr -$ylt] [expr $zlt-$cover]
[expr -$ylt+$cover]
    patch rect 1 10 10 [expr $cover-$zlt] [expr $ylt-$cover] [expr -$cover+
$zlt] $ylt

    # ARMATURE (top, bottom)
    # mat n_barre Area coord. pt iniziali
coord. pt finale
    layer straight 5 3 $As10 [expr $zlt-$cover] [expr -$ylt+$cover] [expr
$zlt-$cover] [expr $ylt-$cover]
    layer straight 5 2 $As10 [expr -$zlt+$cover] [expr -$ylt+$cover] [expr -
$zlt+$cover] [expr $ylt-$cover]
}

# -----sezioni molle-----
section Fiber 88 {
    patch rect 88 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr $zlt] [expr $ylt]
}

```

```

section Fiber 81 {
  patch rect 81 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr $zlt] [expr $ylt]
}
section Fiber 82 {
  patch rect 82 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr $zlt] [expr $ylt]
}
section Fiber 87 {
  patch rect 87 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr $zlt] [expr $ylt]
}

# DEFINIZIONE TRASFORMAZIONE GEOMETRICA SR
geomTransf Linear 1 ;
geomTransf Corotational 2;

# DEFINIZIONE ELEMENTI
set numIntgrPts 5;

# -----
# TRAVATA-----
#Iz=b*h^3/12      100x180
set inerziatrave 486000000;
#set rigidezza 5000000000;
set rigidezaa 32588;

element dispBeamColumn 1 1 2 $numIntgrPts 2 2
#element elasticBeamColumn 2 2 3 [expr 2*$zlt*$ylt] $rigidezaa $inerziatrave
2
#element elasticBeamColumn 3 3 4 [expr 2*$zlt*$ylt] $rigidezaa $inerziatrave
2
element dispBeamColumn 4 4 5 $numIntgrPts 4 2
element dispBeamColumn 5 5 6 $numIntgrPts 4 2
element dispBeamColumn 6 6 7 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 7 7 8 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 8 8 9 $numIntgrPts 3 2
element dispBeamColumn 9 9 10 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 10 10 11 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 11 11 12 $numIntgrPts 4 2
element dispBeamColumn 12 12 13 $numIntgrPts 4 2
#element elasticBeamColumn 13 13 14 [expr 2*$zlt*$ylt] $rigidezaa
$inerziatrave 2
#element elasticBeamColumn 14 14 15 [expr 2*$zlt*$ylt] $rigidezaa
$inerziatrave 2
element dispBeamColumn 15 15 16 $numIntgrPts 4 2
element dispBeamColumn 16 16 17 $numIntgrPts 4 2
element dispBeamColumn 17 17 18 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 18 18 19 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 19 19 20 $numIntgrPts 3 2
element dispBeamColumn 20 20 21 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 21 21 22 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 22 22 23 $numIntgrPts 4 2
element dispBeamColumn 23 23 24 $numIntgrPts 4 2
#element elasticBeamColumn 24 24 25 [expr 2*$zlt*$ylt] $rigidezaa
$inerziatrave 2
#element elasticBeamColumn 25 25 26 [expr 2*$zlt*$ylt] $rigidezaa
$inerziatrave 2
element dispBeamColumn 26 26 27 $numIntgrPts 2 2

element dispBeamColumn 2 2 3 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 3 3 4 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 13 13 14 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 14 14 15 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 24 24 25 $numIntgrPts 2 2

```

```

element dispBeamColumn 25 25 26 $numIntgrPts 2 2

# -----
COLONNE-----
#Iz=b*h^3/12          180x180
set inerziacolonna 87480000;
#set rigidezza 500000000;
set rigidezza 34625;

element dispBeamColumn 27 28 29 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 28 29 3 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 29 3 30 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 30 30 31 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 31 32 33 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 32 33 25 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 33 25 34 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 34 34 35 $numIntgrPts 1 1

# -----MOLLE-----
#
#          id  nodoinc  nodorot  sez
element zeroLengthSection 88 88 28 88
element zeroLengthSection 81 81 1 81
element zeroLengthSection 82 82 32 82
element zeroLengthSection 87 87 27 87

# 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-
12 and a max number of iterations of 10
test NormDispIncr 1 3000 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

# 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"

```

```

source modelloSFRd.tcl

loadConst -time 0.0
puts "Gravity Analysis Completed"
puts "Cyclic Analysis Completed"
#display displacement shape of the column
recorder display "Displaced shape2" 450 100 500 500 -wipe

prp 300. 200. 1;
vup 0 1 0;
vpn 0 0 1;
display 1 5 40

# vup 0 0 1
# vpn 1 0 0 ----> vista Y-Z

# vup 0 1 0
# vpn 0 0 1 ----> vista X-Y

# vup 0 0 1
# vpn 0 1 0 ----> vista X-Z
# Set the gravity loads to be constant & reset the time in the domain
loadConst -time 0.0

# Set some parameters
set P 1.0;          # Reference load

set dof 2
set nodo 14

# Set load pattern with a Linear TimeSeries
pattern Plain 2 "Linear" {
    # nd    FX  FY  MZ
    load 14    0.0 -$P 0.0
}

# Set some parameters
set dU -0.1;          # Displacement increment

# Change the integration scheme to be displacement control
#
#           node dof init Jd min max
integrator DisplacementControl $nodo $dof $dU 1 $dU $dU

# Stop the old recorders by destroying them
# remove recorders
nodeDisp 14 2

# Create a recorder to monitor nodal displacements
recorder Node -file SFRdspostamentonodo14.out -node 14 -dof 2 disp
recorder Node -file SFRdspostamentonodo3.out -node 3 -dof 1 disp

recorder Node -file SFRdreazioneV2933.out -node 31 35 -dof 2 reaction
recorder Node -file SFRdreazione281.out -node 28 1 -dof 1 reaction

recorder Element -file SFRdSSacciaioinf.out -ele 12 section 5 fiber -70 60 5
stressStrain
#recorder plot SFRdSSacciaioinf.out "Stress-strain armatura inf" 10 10 350 350 -
columns 2 1

recorder Element -file SFRdSSacciaioincastro.out -ele 4 section 1 fiber 70 60

```

```

5 stressStrain
#recorder plot FRSSacciaioincaastro.out "Stress-strain armatura incaastro 4" 10
350 350 350 -columns 2 1

recorder Element -file SFRdSSacciaiosup.out -ele 12 section 5 fiber 70 60 5
stressStrain
#recorder plot SFRSSacciaiosup.out "Stress-strain armatura sup" 950 10 350 350 -
columns 2 1

recorder Element -file SFRdaxial1.out -ele 1 localForce
recorder Element -file SFRdaxial2.out -ele 2 localForce
recorder Element -file SFRdaxial3.out -ele 3 localForce
recorder Element -file SFRdaxial4.out -ele 4 localForce
recorder Element -file SFRdaxial5.out -ele 5 localForce
recorder Element -file SFRdaxial6.out -ele 6 localForce
recorder Element -file SFRdaxial7.out -ele 7 localForce
recorder Element -file SFRdaxial8.out -ele 8 localForce
recorder Element -file SFRdaxial9.out -ele 9 localForce
recorder Element -file SFRdaxial10.out -ele 10 localForce
recorder Element -file SFRdaxial11.out -ele 11 localForce
recorder Element -file SFRdaxial12.out -ele 12 localForce
recorder Element -file SFRdaxial13.out -ele 13 localForce

recorder Element -file SFRdDele1.out -ele 1 section 3 deformation
recorder Element -file SFRdDele2.out -ele 2 section 3 deformation
recorder Element -file SFRdDele3.out -ele 3 section 3 deformation
recorder Element -file SFRdDele4.out -ele 4 section 3 deformation
recorder Element -file SFRdDele5.out -ele 5 section 3 deformation
recorder Element -file SFRdDele6.out -ele 6 section 3 deformation
recorder Element -file SFRdDele7.out -ele 7 section 3 deformation
recorder Element -file SFRdDele8.out -ele 8 section 3 deformation
recorder Element -file SFRdDele9.out -ele 9 section 3 deformation
recorder Element -file SFRdDele10.out -ele 10 section 3 deformation
recorder Element -file SFRdDele11.out -ele 11 section 3 deformation
recorder Element -file SFRdDele12.out -ele 12 section 3 deformation
recorder Element -file SFRdDele13.out -ele 13 section 3 deformation
recorder Element -file SFRdDele20.out -ele 20 section 3 deformation

# -----
# Finally perform the analysis
# -----

# Set some parameters
set maxU 600; # 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 {$ok != 0} {
        puts "regular newton failed .. lets try an initial stiffness for this
step"
        test NormDispIncr 1e-1 3000 3
        algorithm ModifiedNewton
        #-initial
        set ok [analyze 1]
        if {$ok == 0} {puts "that worked .. back to regular newton"}
        test NormDispIncr 1.0e-1 3000 3
        algorithm Newton
    }
}

```

```
    set currentDisp [nodeDisp $nodo $dof]
}

if {$ok == 0} {
    puts "Pushover analysis completed SUCCESSFULLY";
} else {
    puts "Pushover analysis FAILED";
}

wipe
```

SCRIPT TCL SPEC.PR

```

#
-----
# Modello Paper numerico sperimentale fibre

# SET UP
-----
# units: Newton, mm, sec

# define GEOMETRY -----
wipe
model basic -ndm 2 -ndf 3

# COORDINATE NODALI
node 1 0 0; # <-----
node 2 400 0;
node 3 490 0;
node 4 580 0;
node 5 670 0;
node 6 850 0;
node 7 1120 0;
node 8 1230 0;
node 9 2150 0;
node 10 2260 0;
node 11 2530 0;
node 12 2710 0;
node 13 2800 0;
node 14 2890 0;
node 15 2980 0;
node 16 3070 0;
node 17 3250 0;
node 18 3520 0;
node 19 3630 0;
node 20 4550 0;
node 21 4660 0;
node 22 4930 0;
node 23 5110 0;
node 24 5200 0;
node 25 5290 0;

node 28 490 835; # <-----
node 29 490 90;
node 30 490 -90;
node 31 490 -695;
node 32 5290 835; # <-----
node 33 5290 90;
node 34 5290 -90;
node 35 5290 -695;

#nodi aggiuntivi per molle
node 81 0 0;
node 88 490 835;
node 82 5290 835;

# VINCOLI - SPconstraints - Boundary Conditions
# node DX DY RZ
fix 1 0 0 1; #blocco solo la rotazione perchè definisco la
molla (nodo1: 001 + nodo81: 111)
fix 31 1 1 0; #cerniera
fix 28 0 0 1; #blocco solo la rotazione perchè definisco la
molla (nodo28: 001 + nodo88: 111)
fix 32 0 0 1; #blocco solo la rotazione perchè definisco la
molla (nodo33: 001 + nodo82: 111)

```

fix 35 1 1 0; #cerniera

fix 81 1 1 1

fix 88 1 1 1

fix 82 1 1 1

# fix 1 1 0 0;

# fix 31 1 1 0; #cerniera

# fix 28 1 0 0;

# fix 32 1 0 0;

# fix 35 1 1 0; #cerniera

# DEFINIZIONE DEI MATERIALI

-----

#	CLS				Tag	fcc	epscc	fccu
epsccu	lambda	ft	Et					
#	cover							
uniaxialMaterial	Concrete02		1	-30	-0.004	-12	-0.03	
0.10	2	1500						
#	core colonna							
uniaxialMaterial	Concrete02		2	-35.18	-0.004	-12	-0.02	
0.10	2	1500						
#	core laterale trave							
uniaxialMaterial	Concrete02		3	-33.65	-0.004	-12	-0.018	
0.10	2	1500						
#	core centrale trave							
uniaxialMaterial	Concrete02		4	-32.80	-0.004	-12	-0.015	
0.10	2	1500						

# STEEL

set fy 505; #Yield strength

set fu 605; #ultimate strength

set E 210000.0; # Young's modulus

#	s1n	e1p	s2p	e2p	s3p	e3p	s1n		
e1n	s2n	e2n	s3n	e3n	px	py	d1	d2	
#uniaxialMaterial	Hysteretic	5	\$fy	0.002	\$fu	0.17	20	0.191	-\$fy
-0.002	-\$fu	-0.17	-20	-0.191	1	1	0	0	
uniaxialMaterial	Hysteretic	5	\$fy	0.002	\$fu	0.15	20	0.171	-\$fy
0.002	-304.6	-0.07	-101	-0.2	1	1	0	0	-

#	K1-K2	(EXCEL)	B=100	s1p	e1p	s2p	e2p	s3p	e3p
s1n	e1n	s2n	e2n	s3n	e3n	px	py	d1	d2
uniaxialMaterial	Hysteretic	88	0.085	2.4	4.895	4.8	106.867	104.8	
-0.085	-2.4	-4.895	-4.8	-106.867	-104.8	1	1	0	0
uniaxialMaterial	Hysteretic	81	0.042	3.1	9.533	6.2	163.294	106.2	
-0.042	-3.1	-9.533	-6.2	-163.294	-106.2	1	1	0	0
uniaxialMaterial	Hysteretic	82	0.069	3.7	4.344	7.4	63.044	107.4	
-0.069	-3.7	-4.344	-7.4	-63.044	-107.4	1	1	0	0

# DEFINIZIONE DELLE SEZIONI

-----

# SEZIONE colonna

set cover 20.0

```

set As10 78.54 ; # area of 1 bar fi10
set As6 28.27 ; # area of 1 bar fi6
set yc [expr 180/2.0]
set zc [expr 180/2.0]

section Fiber 1 {
    # VA DATA PRIMA LA COORDINATA Z !!!!!
    patch rect 2 10 10 [expr $cover-$zc] [expr $cover-$yc] [expr $zc-$cover]
[expr $yc-$cover]
    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect 1 10 10 [expr $zc-$cover] [expr -$yc] $zc $yc
    patch rect 1 10 10 [expr -$zc] [expr -$yc] [expr -$zc+$cover] $yc
    patch rect 1 10 10 [expr -$zc+$cover] [expr -$yc] [expr $zc-$cover] [expr
-$yc+$cover]
    patch rect 1 10 10 [expr $cover-$zc] [expr $yc-$cover] [expr -$cover+
$zc] $yc

    # ARMATURE (top, middle, bottom)
    # mat n_barre Area coord. pt iniziali
coord. pt finale
    layer straight 5 2 $As10 [expr $zc-$cover] [expr -$yc+$cover] [expr $zc-
$cover] [expr $yc-$cover]
    layer straight 5 2 $As6 0 [expr -$yc+$cover] 0 [expr $yc-$cover]
    layer straight 5 1 $As6 [expr $zc-$cover] -3 [expr $zc-$cover] 3
    layer straight 5 1 $As6 [expr -$zc+$cover] -3 [expr -$zc+$cover] 3
    layer straight 5 2 $As10 [expr -$zc+$cover] [expr -$yc+$cover] [expr -$zc+
$cover] [expr $yc-$cover]
}

# SEZIONE laterale trave s90
set cover 20.0
set As10 78.54 ; # area of 1 bar
set ylt [expr 100/2.0]
set zlt [expr 180/2.0]

section Fiber 2 {
    # VA DATA PRIMA LA COORDINATA Z !!!!!
    patch rect 3 10 10 [expr $cover-$zlt] [expr $cover-$ylt] [expr $zlt-
$cover] [expr $ylt-$cover]
    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect 1 10 10 [expr $zlt-$cover] [expr -$ylt] $zlt $ylt
    patch rect 1 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr -$zlt+$cover] $ylt
    patch rect 1 10 10 [expr -$zlt+$cover] [expr -$ylt] [expr $zlt-$cover]
[expr -$ylt+$cover]
    patch rect 1 10 10 [expr $cover-$zlt] [expr $ylt-$cover] [expr -$cover+
$zlt] $ylt

    # ARMATURE (top, bottom)
    # mat n_barre Area coord. pt iniziali
coord. pt finale
    layer straight 5 3 $As10 [expr $zlt-$cover] [expr -$ylt+$cover] [expr
$zlt-$cover] [expr $ylt-$cover]
    layer straight 5 2 $As10 [expr -$zlt+$cover] [expr -$ylt+$cover] [expr -
$zlt+$cover] [expr $ylt-$cover]
}

# SEZIONE centrale trave s120
set cover 20.0
set As10 78.54 ; # area of 1 bar
set ylt [expr 100/2.0]
set zlt [expr 180/2.0]

section Fiber 3 {
    # VA DATA PRIMA LA COORDINATA Z !!!!!

```

```

    patch rect 4 10 10 [expr $cover-$zlt] [expr $cover-$ylt] [expr $zlt-
$cover] [expr $ylt-$cover]
    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect 1 10 10 [expr $zlt-$cover] [expr -$ylt] $zlt $ylt
    patch rect 1 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr -$zlt+$cover] $ylt
    patch rect 1 10 10 [expr -$zlt+$cover] [expr -$ylt] [expr $zlt-$cover]
[expr -$ylt+$cover]
    patch rect 1 10 10 [expr $cover-$zlt] [expr $ylt-$cover] [expr -$cover+
$zlt] $ylt

    # ARMATURE (top, bottom)
    # mat n_barre Area coord. pt iniziali
coord. pt finale
    layer straight 5 2 $As10 [expr $zlt-$cover] [expr -$ylt+$cover] [expr
$zlt-$cover] [expr $ylt-$cover]
    layer straight 5 2 $As10 [expr -$zlt+$cover] [expr -$ylt+$cover] [expr -
$zlt+$cover] [expr $ylt-$cover]
}

# -----sezioni molle-----
section Fiber 88 {
    patch rect 88 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr $zlt] [expr $ylt]
}
section Fiber 81 {
    patch rect 81 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr $zlt] [expr $ylt]
}
section Fiber 82 {
    patch rect 82 10 10 [expr -$zlt] [expr -$ylt] [expr $zlt] [expr $ylt]
}

# DEFINIZIONE TRASFORMAZIONE GEOMETRICA SR
geomTransf Linear 1 ;
geomTransf Corotational 2;

# DEFINIZIONE ELEMENTI
set numIntgrPts 5;

# -----
TRAVATA-----
#Iz=b*h^3/12 120x180
set inerziatrave 58320000;
#set rigidezza 500000000;
set rigidezzaa 32588;

element dispBeamColumn 1 1 2 $numIntgrPts 2 2
#element elasticBeamColumn 2 2 3 [expr 2*$zlt*$ylt] $rigidezzaa $inerziatrave
2
#element elasticBeamColumn 3 3 4 [expr 2*$zlt*$ylt] $rigidezzaa $inerziatrave
2
element dispBeamColumn 4 4 5 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 5 5 6 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 6 6 7 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 7 7 8 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 8 8 9 $numIntgrPts 3 2
element dispBeamColumn 9 9 10 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 10 10 11 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 11 11 12 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 12 12 13 $numIntgrPts 2 2
#element elasticBeamColumn 13 13 14 [expr 2*$zlt*$ylt] $rigidezzaa
$inerziatrave 2
#element elasticBeamColumn 14 14 15 [expr 2*$zlt*$ylt] $rigidezzaa

```

```

$inerziatrave 2
element dispBeamColumn 15 15 16 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 16 16 17 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 17 17 18 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 18 18 19 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 19 19 20 $numIntgrPts 3 2
element dispBeamColumn 20 20 21 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 21 21 22 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 22 22 23 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 23 23 24 $numIntgrPts 2 2
#element elasticBeamColumn 24 24 25 [expr 2*$zlt*$ylt] $rigidezzaa
$inerziatrave 2

element dispBeamColumn 2 2 3 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 3 3 4 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 13 13 14 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 14 14 15 $numIntgrPts 2 2
element dispBeamColumn 24 24 25 $numIntgrPts 2 2

# -----
COLONNE-----
#Iz=b*h^3/12          180x180
set inerziacolonna 87480000;
#set rigidezza 500000000;
set rigidezza 34625;

element dispBeamColumn 27 28 29 $numIntgrPts 1 2
element dispBeamColumn 28 29 3 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 29 3 30 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 30 30 31 $numIntgrPts 1 2
element dispBeamColumn 31 32 33 $numIntgrPts 1 2
element dispBeamColumn 32 33 25 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 33 25 34 $numIntgrPts 1 1
element dispBeamColumn 34 34 35 $numIntgrPts 1 2

# -----MOLLE-----
#
#          id  nodoinc  nodorot  sez
element zeroLengthSection 88 88 28 88
element zeroLengthSection 81 81 1 81
element zeroLengthSection 82 82 32 82

# 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-
12 and a max number of iterations of 10
test NormDispIncr 1.0e-1 3000 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

# 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"
```

```

source modelloPRd.tcl

loadConst -time 0.0
puts "Gravity Analysis Completed"
puts "Cyclic Analysis Completed"
#display displacement shape of the column
recorder display "Displaced shape2" 450 100 500 500 -wipe

prp 300. 200. 1;
vup 0 1 0;
vpn 0 0 1;
display 1 5 40

# vup 0 0 1
# vpn 1 0 0 ----> vista Y-Z

# vup 0 1 0
# vpn 0 0 1 ----> vista X-Y

# vup 0 0 1
# vpn 0 1 0 ----> vista X-Z
# Set the gravity loads to be constant & reset the time in the domain
loadConst -time 0.0

# Set some parameters
set P 1.0;          # Reference load

set dof 2
set nodo 14

# Set load pattern with a Linear TimeSeries
pattern Plain 2 "Linear" {
    # nd    FX  FY  MZ
    load 14    0.0 -$P 0.0
}

# Set some parameters
set dU -0.1;          # Displacement increment

# Change the integration scheme to be displacement control
#
# node dof init Jd min max
integrator DisplacementControl $nodo $dof $dU 1 $dU $dU

# Stop the old recorders by destroying them
# remove recorders
nodeDisp 14 2

# Create a recorder to monitor nodal displacements
recorder Node -file PRdpostamentonodo14.out -node 14 -dof 2 disp
recorder Node -file PRdpostamentonodo3.out -node 3 -dof 1 disp

recorder Node -file PRdreazioneV2933.out -node 31 35 -dof 2 reaction
recorder Node -file PRdreazione281.out -node 28 1 -dof 1 reaction

recorder Element -file PRdSSacciaioinf.out -ele 12 section 5 fiber -70 60 5
stressStrain
#recorder plot FRSSacciaioinf.out "Stress-strain armatura inf" 10 10 350 350 -
columns 2 1

recorder Element -file PRdSSacciaioincastro.out -ele 4 section 1 fiber 70 60 5

```

```

stressStrain
#recorder plot FRSSacciaioincastro.out "Stress-strain armatura incastro 4" 10
350 350 350 -columns 2 1

recorder Element -file PRdSSacciaiosup.out -ele 12 section 5 fiber 70 60 5
stressStrain
#recorder plot FRSSacciaiosup.out "Stress-strain armatura sup" 950 10 350 350 -
columns 2 1

recorder Element -file PRdaxial.out -ele 4 localForce

recorder Element -file PRdaxial1.out -ele 1 localForce
recorder Element -file PRdaxial2.out -ele 2 localForce
recorder Element -file PRdaxial3.out -ele 3 localForce
recorder Element -file PRdaxial4.out -ele 4 localForce
recorder Element -file PRdaxial5.out -ele 5 localForce
recorder Element -file PRdaxial6.out -ele 6 localForce
recorder Element -file PRdaxial7.out -ele 7 localForce
recorder Element -file PRdaxial8.out -ele 8 localForce
recorder Element -file PRdaxial9.out -ele 9 localForce
recorder Element -file PRdaxial10.out -ele 10 localForce
recorder Element -file PRdaxial11.out -ele 11 localForce
recorder Element -file PRdaxial12.out -ele 12 localForce
recorder Element -file PRdaxial13.out -ele 13 localForce
recorder Element -file PRdaxial23.out -ele 23 localForce

recorder Element -file PRdDele1.out -ele 1 section 3 deformation
recorder Element -file PRdDele2.out -ele 2 section 3 deformation
recorder Element -file PRdDele3.out -ele 3 section 3 deformation
recorder Element -file PRdDele4.out -ele 4 section 3 deformation
recorder Element -file PRdDele5.out -ele 5 section 3 deformation
recorder Element -file PRdDele6.out -ele 6 section 3 deformation
recorder Element -file PRdDele7.out -ele 7 section 3 deformation
recorder Element -file PRdDele8.out -ele 8 section 3 deformation
recorder Element -file PRdDele9.out -ele 9 section 3 deformation
recorder Element -file PRdDele10.out -ele 10 section 3 deformation
recorder Element -file PRdDele11.out -ele 11 section 3 deformation
recorder Element -file PRdDele12.out -ele 12 section 3 deformation
recorder Element -file PRdDele13.out -ele 13 section 3 deformation
recorder Element -file PRdDele20.out -ele 20 section 3 deformation

# -----
# Finally perform the analysis
# -----

# Set some parameters
set maxU 600; # 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 1e-1 3000 3
        algorithm ModifiedNewton
        #-initial
    }
}

```

```
        set ok [analyze 1]
        if {$ok == 0} {puts "that worked .. back to regular newton"}
        test NormDispIncr 1.0e-1 3000 3
        algorithm Newton
    }

    set currentDisp [nodeDisp $nodo $dof]
}

if {$ok == 0} {
    puts "Pushover analysis completed SUCCESSFULLY";
} else {
    puts "Pushover analysis FAILED";
}

wipe
```

SCRIPT TCL SPEC.IMF

```

#
-----
# Modello Paper numerico sperimentale fibre

# SET UP
-----
# units: Newton, mm, sec

# define GEOMETRY -----
wipe
model basic -ndm 2 -ndf 3

set bcol 711 ;
set hcol 711;
set btr 711;
set htr 508;
set L 6097;
set H 4420;
set lsezF 1829;
set lsezG 1728;
set hdispositivo 1016;
set hfondazione 1067;

# COORDINATE NODALI

node 1 0 0; # <-----
node 2 [expr $bcol/2] 0;
node 3 [expr $bcol/2+$htr/4] 0;
node 4 [expr $bcol/2+$htr/4+$htr/2] 0;
node 5 [expr $bcol/2+$htr/4+$htr/2+$htr/2] 0;
node 6 [expr $bcol/2+$htr/4+$htr/2+$htr/2+$htr/2] 0;
node 7 [expr $L-$bcol/2-$lsezF-$lsezG] 0;
node 8 [expr $L-$bcol/2-$lsezF] 0;
node 9 [expr $L-$bcol/2-$htr/4-$htr/2-$htr/2-$htr/2] 0;
node 10 [expr $L-$bcol/2-$htr/4-$htr/2-$htr/2] 0;
node 11 [expr $L-$bcol/2-$htr/4-$htr/2] 0;
node 12 [expr $L-$bcol/2-$htr/4] 0;
node 13 [expr $L-$bcol/2] 0;
node 14 $L 0;
node 15 [expr $L+$bcol/2] 0;
node 16 [expr $L+$bcol/2+$htr/4] 0;
node 17 [expr $L+$bcol/2+$htr/4+$htr/2] 0;
node 18 [expr $L+$bcol/2+$htr/4+$htr/2+$htr/2] 0;
node 19 [expr $L+$bcol/2+$htr/4+$htr/2+$htr/2+$htr/2] 0;
node 20 [expr $L+$bcol/2+$lsezF] 0;
node 21 [expr $L+$bcol/2+$lsezF+$lsezG] 0;
node 22 [expr 2*$L-$bcol/2-$htr/4-$htr/2-$htr/2-$htr/2] 0;
node 23 [expr 2*$L-$bcol/2-$htr/4-$htr/2-$htr/2] 0;
node 24 [expr 2*$L-$bcol/2-$htr/4-$htr/2] 0;
node 25 [expr 2*$L-$bcol/2-$htr/4] 0;
node 26 [expr 2*$L-$bcol/2] 0;
node 27 [expr 2*$L] 0;

node 28 0 [expr $htr/2+1575+$hdispositivo] ;
node 29 0 [expr $htr/2+1575];
node 30 0 [expr $htr/2+$htr];
node 31 0 [expr $htr/2+$htr/2];
node 32 0 [expr $htr/2];
node 33 0 [expr -$htr/2];
node 34 0 [expr -$htr/2-$htr/2];
node 35 0 [expr -$htr/2-$htr];
node 36 0 [expr -$htr-1575+$htr];
node 37 0 [expr -$htr-1575+$htr/2];

```

```

node 38 0 [expr -$htr-1575];

node 39 [expr 2*$L] [expr $htr/2+1575+$hdispositivo] ;
node 40 [expr 2*$L] [expr $htr/2+1575];
node 41 [expr 2*$L] [expr $htr/2+$htr];
node 42 [expr 2*$L] [expr $htr/2+$htr/2];
node 43 [expr 2*$L] [expr $htr/2];
node 44 [expr 2*$L] [expr -$htr/2];
node 45 [expr 2*$L] [expr -$htr/2-$htr/2];
node 46 [expr 2*$L] [expr -$htr/2-$htr];
node 47 [expr 2*$L] [expr -$htr-1575+$htr];
node 48 [expr 2*$L] [expr -$htr-1575+$htr/2];
node 49 [expr 2*$L] [expr -$htr-1575];

```

```
# VINCOLI - SPconstraints - Boundary Conditions
```

```
# node DX DY RZ
fix 38 1 1 1;
fix 49 1 1 1;
fix 29 1 0 0;
fix 40 1 0 0;
```

```
# DEFINIZIONE DEI MATERIALI
```

```
-----
# -----CLS KENT
PARK-----
```

```
set fc 32;      # Mpa
set ft 3.1;
set Et 2000;
set lambda 0.5;
```

#	lambda	ft	Et	Tag	fcc	epscc	fccu	epsccu
# cover								
uniaxialMaterial Concrete02				1	-\$fc	-0.004	-12	-0.03
\$lambda	\$ft	\$Et						
# core colonna								
uniaxialMaterial Concrete02				2	-45.14	-0.009	-35	-0.04
\$lambda	\$ft	\$Et						
# core trave laterale								
uniaxialMaterial Concrete02				3	-39.71	-0.007	-35	-0.04
\$lambda	\$ft	\$Et						
# core trave centrale								
uniaxialMaterial Concrete02				4	-32.68	-0.004	-30	-0.04
\$lambda	\$ft	\$Et						

```
-----
# -----
ACCIAIO-----
```

```
set fyA 476;      #Yield strength
set fyB 462;
set fyC 483;
set fuA 648;      #ultimate strength
set fuB 641;
set fuC 690;
set e1p 0.002;
set e3p 0.29;
```

#	e1n	s2n	e2n	s3n	s1p	e1p	s2p	e2p	s3p	e3p	s1n
					e3n	px	py	d1 d2			

```

uniaxialMaterial Hysteretic 5 $fyA $e1p $fuA 0.25 20 $e3p -$fyA
-$e1p -345 -0.14 -95.2 -0.19 1 1 0 0
uniaxialMaterial Hysteretic 6 $fyB $e1p $fuB 0.25 20 $e3p -$fyB
-$e1p -358 -0.15 -92.4 -0.2 1 1 0 0
uniaxialMaterial Hysteretic 7 $fyC $e1p $fuC 0.25 20 $e3p -$fyC
-$e1p -371 -0.15 -96.6 -0.2 1 1 0 0

```

## # DEFINIZIONE DELLE SEZIONI

```

-----
# SEZIONE colonna
set cover 70.0
set int [expr ($hcol-2*$cover)/3]
set AsA 506.70 ; # area of 1 bar fi25.40
set AsB 644.67 ; # area of 1 bar fi28.65
set AsC 644.67 ; # area of 1 bar fi28.65

set yc [expr $bcol/2]
set zc [expr $hcol/2]

section Fiber 1 {
    # VA DATA PRIMA LA COORDINATA Z !!!!!
    patch rect 2 10 10 [expr $cover-$zc] [expr $cover-$yc] [expr $zc-$cover]
[expr $yc-$cover]
    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect 1 10 10 [expr $zc-$cover] [expr -$yc] $zc $yc
    patch rect 1 10 10 [expr -$zc] [expr -$yc] [expr -$zc+$cover] $yc
    patch rect 1 10 10 [expr -$zc+$cover] [expr -$yc] [expr $zc-$cover] [expr
-$yc+$cover]
    patch rect 1 10 10 [expr $cover-$zc] [expr $yc-$cover] [expr -$cover+
$zc] $yc

    # ARMATURE (top, middle, bottom)
    # mat n_barre Area coord. pt iniziali
coord. pt finale
    layer straight 7 4 $AsC [expr $zc-$cover] [expr -$yc+$cover] [expr $zc-
$cover] [expr $yc-$cover]
    layer straight 7 2 $AsC [expr $zc-$cover-$int] [expr -$yc+$cover] [expr
$zc-$cover-$int] [expr $yc-$cover]
    layer straight 7 2 $AsC [expr -$zc+$cover+$int] [expr -$yc+$cover] [expr
-$zc+$cover+$int] [expr $yc-$cover]
    layer straight 7 4 $AsC [expr -$zc+$cover] [expr -$yc+$cover] [expr -$zc+
$cover] [expr $yc-$cover]
}

# SEZIONE F
set ytr [expr $btr/2]
set ztr [expr $htr/2]

section Fiber 2 {
    # VA DATA PRIMA LA COORDINATA Z !!!!!
    patch rect 3 10 10 [expr $cover-$ztr] [expr $cover-$ytr] [expr $ztr-
$cover] [expr $ytr-$cover]
    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect 1 10 10 [expr $ztr-$cover] [expr -$ytr] $ztr $ytr
    patch rect 1 10 10 [expr -$ztr] [expr -$ytr] [expr -$ztr+$cover] $ytr
    patch rect 1 10 10 [expr -$ztr+$cover] [expr -$ytr] [expr $ztr-$cover]
[expr -$ytr+$cover]
    patch rect 1 10 10 [expr $cover-$ztr] [expr $ytr-$cover] [expr -$cover+
$ztr] $ytr

```

```

        # ARMATURE (top, bottom)
        # mat n_barre Area coord. pt iniziali
coord. pt finale
    layer straight 5 4 $AsA [expr $ztr-$cover] [expr -$ytr+$cover] [expr
$ztr-$cover] [expr $ytr-$cover]
    layer straight 6 2 $AsB [expr -$ztr+$cover] [expr -$ytr+$cover] [expr -
$ztr+$cover] [expr $ytr-$cover]
}

# SEZIONE G
section Fiber 3 {
    # VA DATA PRIMA LA COORDINATA Z !!!!!
    patch rect 4 10 10 [expr $cover-$ztr] [expr $cover-$ytr] [expr $ztr-
$cover] [expr $ytr-$cover]
    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect 1 10 10 [expr $ztr-$cover] [expr -$ytr] $ztr $ytr
    patch rect 1 10 10 [expr -$ztr] [expr -$ytr] [expr -$ztr+$cover] $ytr
    patch rect 1 10 10 [expr -$ztr+$cover] [expr -$ytr] [expr $ztr-$cover]
[expr -$ytr+$cover]
    patch rect 1 10 10 [expr $cover-$ztr] [expr $ytr-$cover] [expr -$cover+
$ztr] $ytr

        # ARMATURE (top, bottom)
        # mat n_barre Area coord. pt iniziali
coord. pt finale
    layer straight 5 2 $AsA [expr $ztr-$cover] [expr -$ytr+$cover] [expr
$ztr-$cover] [expr $ytr-$cover]
    layer straight 6 2 $AsB [expr -$ztr+$cover] [expr -$ytr+$cover] [expr -
$ztr+$cover] [expr $ytr-$cover]
}

# DEFINIZIONE TRASFORMAZIONE GEOMETRICA SR
geomTransf Linear 1 ;
geomTransf Corotational 2;

# DEFINIZIONE ELEMENTI
set numIntgrPts 5;

# -----
TRAVATA-----
#Iz=b*h^3/12 711x508
set inerziatrave [expr $btr*pow($htr,3)/12];
set rigidezzaa 32588;
set sezF 2;
set sezG 3;
set trasftrave 2; #1lineare 2corotational

element dispBeamColumn 1 1 2 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 2 2 3 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 3 3 4 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 4 4 5 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 5 5 6 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 6 6 7 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 7 7 8 $numIntgrPts $sezG $trasftrave; #<----- G
element dispBeamColumn 8 8 9 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 9 9 10 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 10 10 11 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 11 11 12 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 12 12 13 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 13 13 14 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 14 14 15 $numIntgrPts $sezF $trasftrave

```

```

element dispBeamColumn 15 15 16 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 16 16 17 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 17 17 18 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 18 18 19 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 19 19 20 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 20 20 21 $numIntgrPts $sezG $trasftrave; #<----- G
element dispBeamColumn 21 21 22 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 22 22 23 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 23 23 24 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 24 24 25 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 25 25 26 $numIntgrPts $sezF $trasftrave
element dispBeamColumn 26 26 27 $numIntgrPts $sezF $trasftrave

```

```

# -----
COLONNE-----
#Iz=b*h^3/12          711x711
set inerziacolonna [expr $bcol*pow($hcol,3)/12];
set rigidezza 32588;
set sezcolonna 1;
set trasfcolonna 1; #1lineare      2corotational

```

```

element dispBeamColumn 27 28 29 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 28 29 30 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 29 30 31 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 30 31 32 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 31 32 1  $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 32 1 33  $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 33 33 34 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 34 34 35 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 35 35 36 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 36 36 37 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 37 37 38 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 38 39 40 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 39 40 41 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 40 41 42 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 41 42 43 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 42 43 27 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 43 27 44 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 44 44 45 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 45 45 46 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 46 46 47 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 47 47 48 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna
element dispBeamColumn 48 48 49 $numIntgrPts $sezcolonna $trasfcolonna

```

```

# 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-
12 and a max number of iterations of 10
test NormDispIncr 1.0e-2 3000 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

# 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"
```

```

source modelloTR.tcl

loadConst -time 0.0
puts "Gravity Analysis Completed"
puts "Cyclic Analysis Completed"
#display displacement shape of the column
recorder display "Displaced shape2" 450 100 500 500 -wipe

prp 300. 200. 1;
vup 0 1 0;
vpn 0 0 1;
display 1 5 40

# vup 0 0 1
# vpn 1 0 0 ----> vista Y-Z

# vup 0 1 0
# vpn 0 0 1 ----> vista X-Y

# vup 0 0 1
# vpn 0 1 0 ----> vista X-Z
# Set the gravity loads to be constant & reset the time in the domain
loadConst -time 0.0

# Set some parameters
set P 1.0;          # Reference load

set dof 2
set nodo 14

# Set load pattern with a Linear TimeSeries
pattern Plain 2 "Linear" {
    # nd    FX  FY  MZ
    load 14  0.0 -$P 0.0
}

# Set some parameters
set dU -0.1;          # Displacement increment

# Change the integration scheme to be displacement control
#
#          node dof init Jd min max
integrator DisplacementControl $nodo $dof $dU 1 $dU $dU

# Stop the old recorders by destroying them
# remove recorders
nodeDisp 14 2

# Create a recorder to monitor nodal displacements
recorder Node -file TR1spostamentonodo14.out -node 14 -dof 2 disp
recorder Node -file TR1spostamentonodo1.out -node 1 -dof 1 disp

recorder Node -file TRincrdisp.out -node 14 -dof 2 incrDisp

recorder Node -file TR1reazioneV3849.out -node 38 49 -dof 2 reaction

recorder Element -file TRSS1acciaioinf.out -ele 12 section $sezF fiber [expr -
$ztr-$cover] [expr -$ytr+$cover] 6 stressStrain
#recorder plot TRSS1acciaioinf.out "Stress-strain armatura inf" 10 10 350 350 -
columns 2 1

```

```
recorder Element -file TRSS1acciaioincastro.out -ele 4 section $sezF fiber
[expr $ztr-$cover] [expr -$ytr+$cover] 5 stressStrain
#recorder plot TRSS1acciaioincastro.out "Stress-strain armatura incastro 4" 10
350 350 350 -columns 2 1
```

```
recorder Element -file TRSS1acciaiosup.out -ele 12 section $sezF fiber [expr
$ztr-$cover] [expr -$ytr+$cover] 5 stressStrain
#recorder plot TRSS1acciaiosup.out "Stress-strain armatura sup" 950 10 350 350 -
columns 2 1
```

```
recorder Element -file TRSS1acciaiosez7.out -ele 7 section $sezG fiber [expr
$ztr-$cover] [expr -$ytr+$cover] 5 stressStrain
#recorder plot TRSS1acciaiosez7.out "Stress-strain armatura sup" 950 10 350 350
-columns 2 1
```

```
recorder Element -file TR1axial.out -ele 1 localForce
recorder Element -file TR2axial.out -ele 2 localForce
recorder Element -file TR3axial.out -ele 3 localForce
recorder Element -file TR4axial.out -ele 4 localForce
recorder Element -file TR5axial.out -ele 5 localForce
recorder Element -file TR6axial.out -ele 6 localForce
recorder Element -file TR7axial.out -ele 7 localForce
recorder Element -file TR8axial.out -ele 8 localForce
recorder Element -file TR9axial.out -ele 9 localForce
recorder Element -file TR10axial.out -ele 10 localForce
recorder Element -file TR11axial.out -ele 11 localForce
recorder Element -file TR12axial.out -ele 12 localForce
recorder Element -file TR13axial.out -ele 13 localForce
```

```
recorder Element -file TRDele1.out -ele 1 section 3 deformation
recorder Element -file TRDele2.out -ele 2 section 3 deformation
recorder Element -file TRDele3.out -ele 3 section 3 deformation
recorder Element -file TRDele4.out -ele 4 section 3 deformation
recorder Element -file TRDele5.out -ele 5 section 3 deformation
recorder Element -file TRDele6.out -ele 6 section 3 deformation
recorder Element -file TRDele7.out -ele 7 section 3 deformation
recorder Element -file TRDele8.out -ele 8 section 3 deformation
recorder Element -file TRDele9.out -ele 9 section 3 deformation
recorder Element -file TRDele10.out -ele 10 section 3 deformation
recorder Element -file TRDele11.out -ele 11 section 3 deformation
recorder Element -file TRDele12.out -ele 12 section 3 deformation
recorder Element -file TRDele13.out -ele 13 section 3 deformation
recorder Element -file TRDele20.out -ele 20 section 3 deformation
```

```
# -----
# Finally perform the analysis
# -----
```

```
# Set some parameters
set maxU 1100; # 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} {
```

```
step"      puts "regular newton failed .. lets try an initial stiffness for this
           test NormDispIncr 1.e-1 3000 3
           algorithm ModifiedNewton
             #-initial
             set ok [analyze 1]
             if {$ok == 0} {puts "that worked .. back to regular newton"}
             test NormDispIncr 1.0e-1 3000 3
             algorithm Newton
           }

           set currentDisp [nodeDisp $nodo $dof]
         }

if {$ok == 0} {
  puts "Pushover analysis completed SUCCESSFULLY";
} else {
  puts "Pushover analysis FAILED";
}

wipe
```