



**Politecnico  
di Torino**

Tesi di Laurea Magistrale

**ROBUSTEZZA DI TELAI IN CALCESTRUZZO  
ARMATO: SOLUZIONI PROGETTUALI A  
CONFRONTO**

Relatore: Prof. Ing. Paolo Castaldo

Correlatore: Ing. Diego Gino

Ing. Elena Miceli

Candidato:

Giuseppe Di Salvo

a.a. 2024/25



## **PREFAZIONE**

Il progetto di una struttura è sempre stato basato sul trovare un giusto compromesso tra duttilità, durabilità e ottima resistenza meccanica sia in termini di carichi verticali che orizzontali (ovvero sul corretto design degli elementi strutturali che ne costituiscono il telaio, quali pilastri e travi).

Al giorno d'oggi questi tre macro-parametri potrebbero non bastare, in particolare nel caso in cui si stia parlando di costruzioni strategiche.

In maniera superficiale quando si concentra l'attenzione su strutture molto complesse e magari anche imponenti come ad esempio grattacieli, ponti o anche infrastrutture ci si limita ad ammirare solo la loro estetica e le enormi dimensioni. Non ci si interroga praticamente mai su cosa c'è realmente dietro la loro realizzazione.

Ripercorrendo la storia recente non è raro trovare esempi di costruzioni che, nonostante siano state progettate seguendo al meglio le normative convenzionali, non si sono rivelate in grado di resistere ad eventi eccezionali come impatti o esplosioni giungendo così ad un catastrofico crollo.

Tali eventi sono caratterizzati da una bassissima probabilità di accadimento e da un altissimo impatto in ambito economico, ambientale e in termini di vite umane.

Dunque, dietro la realizzazione di ogni struttura strategica c'è un concetto che passa sempre in secondo piano e che può essere definito quasi 'invisibile' ma che in realtà si rivela uno dei protagonisti per quanto concerne funzionalità e sicurezza: la robustezza strutturale.

L'obiettivo di questo lavoro di tesi è quello di riprodurre, in un primo momento, con l'utilizzo del software di analisi strutturale non-lineare Atena 2D le prove sperimentali riguardanti il collasso progressivo di telai sperimentali estratti da edifici intelaiati che sono stati riprodotti in scala in laboratorio a cui è stato imposto un cedimento verticale che riproduce l'abbassamento di una trave nell'ipotesi di rimozione di un pilastro.

Una volta calibrati i vari modelli sul software avendo lavorato sui parametri dei materiali, si è avuto come risultato dei grafici che si avvicinano il più possibile a quelli forniti dai test.

Successivamente, a questi modelli calibrati sono stati introdotti due rinforzi longitudinali paralleli lungo tutta la trave, prima in mezzera della sezione e poi ad ogni terzo di sezione, per verificare se questi elementi strutturali rappresentassero una valida soluzione progettuale in termini di anticipo e di maggior sviluppo del comportamento a catenaria governa la risposta robusta.

# Indice

<b>CAPITOLO 1</b> .....	9
<b>1. CONCETTO DI ROBUSTEZZA STRUTTURALE</b> .....	9
<b>1.1 RIFERIMENTI STORICI</b> .....	10
<b>1.2 CLASSIFICAZIONE DEGLI EVENTI ECCEZIONALI E DEI RISCHI</b> 15	
<b>1.2.1 TECNICHE DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO</b> .....	16
<b>1.3 CLASSIFICAZIONE DEGLI APPROCCI DI PROGETTO</b> .....	17
<b>1.3.1 METODI DI PROGETTO DIRETTI</b> .....	19
<b>1.3.2 METODI DI PROGETTO INDIRETTI</b> .....	21
<b>1.4 RISPOSTA STRUTTURALE DOVUTA ALLA RIMOZIONE DI UN</b> <b>PILASTRO</b> .....	23
<b>CAPITOLO 2</b> .....	25
<b>2. DATABASE SPERIMENTALE</b> .....	25
<b>2.1 LIM ET AL. (2017)</b> .....	26
<b>2.1.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE E</b> <b>CONFIGURAZIONE DI PROVA</b> .....	29
<b>2.1.2 RISULTATI SPERIMENTALI</b> .....	33
<b>2.2 REN ET AL. (2016)</b> .....	38
<b>2.2.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE E</b> <b>CONFIGURAZIONE DI PROVA</b> .....	39
<b>2.2.2 RISULTATI SPERIMENTALI</b> .....	43
<b>2.3 YU E TAN (2013)</b> .....	46
<b>2.3.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE E</b> <b>CONFIGURAZIONE DI PROVA</b> .....	47
<b>2.3.2 RISULTATI SPERIMENTALI</b> .....	53
<b>CAPITOLO 3</b> .....	60
<b>3. MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI DELLE PROVE</b> <b>SPERIMENTALI</b> .....	60
<b>3.1 INTRODUZIONE AL SOFTWARE ATENA 2D</b> .....	62
<b>3.2 PRE-PROCESSING</b> .....	63
<b>3.2.1 SEZIONE MATERIALS</b> .....	64
<b>3.2.2 LOAD CASES</b> .....	74
<b>3.2.3 PUNTI DI MONITORAGGIO</b> .....	74
<b>3.2.4 ANALYSIS STEPS</b> .....	75
<b>3.3 ANALISI STRUTTURALE</b> .....	75

3.4	POST-PROCESSING .....	77
<b>CAPITOLO 4 .....</b>		<b>78</b>
<b>4. CALIBRAZIONE DEI MODELLI AGLI ELEMENTI FINITI NON LINEARI</b>		<b>78</b>
<b>CAPITOLO 5 .....</b>		<b>86</b>
<b>5. AGGIUNTA DEI FERRI DI PARETE.....</b>		<b>86</b>
5.1	RISULTATI OTTENUTI.....	88
<b>6. CONCLUSIONI.....</b>		<b>102</b>
<b>7. BIBLIOGRAFIA .....</b>		<b>104</b>
<b>8. RINGRAZIAMENTI .....</b>		<b>105</b>

# Indice delle figure

Figure 1: Collasso del Ronan Point Building a Londra (1968). .....	10
Figure 2: Esplosione del Murrah Federal Building ad Oklahoma City (1995). ....	11
Figure 3: Planimetria del nucleo di cemento armato e del sistema di travi reticolare delle Twin Towers di New York. ....	12
Figure 4: Zona d'impatto nella parete perimetrale Nord della Torre 1. ....	13
Figure 5: Zona d'impatto nella parete perimetrale Sud della Torre 2. ....	13
Figure 6: Edificio con piano di trasferimento. ....	19
Figure 7: Esempio di percorso alternativo dei carichi (effetto ponte). ....	20
Figure 8: Sviluppo dell'effetto catenaria a seguito della rimozione di un pilastro. ....	21
Figure 9: Esempio di incatenamenti previsti per un generico telaio. ....	22
Figure 10: Schema di base dei telai bidimensionali in calcestruzzo armato. ....	23
Figure 11: Risultati sperimentali in funzione del cedimento del punto P1. ....	24
Figure 12: Schema dei campioni FR, FR-S e FR-R. ....	28
Figure 13: Schema del campione IR-1 (sinistra) e IR-2 (destra). ....	28
Figure 14: Dettagli costruttivi di FR, IR-1 e IR-2. ....	29
Figure 15: Dettagli costruttivi di FR-R. ....	30
Figure 16: Dettagli costruttivi di FR-S. ....	30
Figure 17: Setup dei campioni sperimentali. ....	31
Figure 18: Dettaglio della cerniera. ....	31
Figure 19: Carico verticale applicato-MJD di FR, FR-S e FR-R. ....	33
Figure 20: Transizione da comportamento flessionale-CAA a CA di FR, FR-S e FR-R. ....	34
Figure 21: Processo fessurativo ottenuto dalle prove sperimentali. ....	35
Figure 22: Carico verticale applicato-MJD di FR, IR-1 e IR-2. ....	36
Figure 23: Transizione da comportamento flessionale-CAA a CA di FR, IR-1 e IR-2. ....	36
Figure 24: Fessure nei pilastri di IR-1 (sinistra) e di IR-2 (destra). ....	37
Figure 25: Collasso del pilastro dovuto a formazione di cerniera plastica nel nodo. .....	37
Figure 26: Struttura prototipo da cui si è estrapolato B3. ....	39
Figure 27: Schematizzazione del provino B3. ....	40
Figure 28: Disposizione longitudinale dei ferri nel provino B3. ....	40
Figure 29: Caratteristiche sezionali del provino B3. ....	40
Figure 30: Setup del campione sperimentale B3. ....	41
Figure 31: Carico verticale applicato-MJD di B3. ....	43
Figure 32: Processo di fessurazione di B3. ....	45
Figure 33: Sezione trasversale delle colonne dei sistemi. ....	47
Figure 34: Rappresentazione del sistema F1-CD. ....	48
Figure 35: Rappresentazione del sistema F2-MR. ....	49
Figure 36: Rappresentazione del sistema F4-PH. ....	49

Figure 37: Andamento del momento flettente in un frame da cui è stato eliminato un pilastro. ....	50
Figure 38: Test setup. ....	51
Figure 39: Carico verticale applicato-MJD di F1-CD, F2-MR e F4-PH.....	53
Figure 40: Transizione da comportamento flessionale-CAA a CA di F1-CD, F2-MR e F4-PH. ....	54
Figure 41: (a) spalling del cemento nel nodo vicino la parete di reazione; (b) fratture nelle barre di acciaio nel nodo entrante; (c) spalling del cemento e frattura delle barre tese nel nodo vicino AF. ....	56
Figure 42: (a) spalling del cemento nel nodo vicino la parete di reazione; (b) fratture di tutte le barre di acciaio nel nodo entrante; (c) spalling del cemento nel nodo vicino AF. ....	56
Figure 43: Comportamento a traliccio delle barre di armatura delle cerniere parziali. ....	57
Figure 44: Processo fessurativo di F4-PH. ....	58
Figure 45: Riduzione della lunghezza effettiva di travi soggette a rotazione rigida in F4-PH.....	59
Figure 46: Schermata d'interfaccia del Pre-processing. ....	63
Figure 47: Sezione 'Materials'. ....	64
Figure 48: Sezione 'Basic' del modello costitutivo SBeta. ....	66
Figure 49: Schema rappresentativo del Fixed Cracked model. ....	67
Figure 50: Schema rappresentativo del Rotated Cracked model. ....	67
Figure 51: Sezione 'Tensile' del modello costitutivo SBeta.....	67
Figure 52: Sezione 'Compressive' del modello costitutivo SBeta.....	68
Figure 53: Sezione 'Miscellaneous' del modello costitutivo SBeta.....	68
Figure 54: Sezione 'Miscellaneous' del modello costitutivo SBeta.....	69
Figure 55: Sezione 'Basic' del modello costitutivo Reinforcement.....	70
Figure 56: Sezione 'Miscellaneous' del modello costitutivo Reinforcement. ....	71
Figure 57: Dettaglio di una piastra laterale di una colonna. ....	71
Figure 58: Sezione 'Basic' del modello costitutivo Plane Stress Elastic Isotropic. ....	72
Figure 59: Sezione 'Miscellaneous' del modello costitutivo Plane Stress Elastic Isotropic. ....	72
Figure 60: Legge costitutiva non-lineare degli elementi Spring. ....	73
Figure 61: Tipologie di carichi da applicare ai sistemi.....	74
Figure 62: Posizione del punto di monitoraggio. ....	74
Figure 63: Sezione 'Analysis steps'. ....	75
Figure 64: facciata della fase di analisi strutturale. ....	76
Figure 65: Facciata della fase di post-processing. ....	77
Figure 66: Confronto tra curva sperimentale e numerica di FR. ....	79
Figure 67: Confronto tra curva sperimentale e numerica di FR-S. ....	79
Figure 68: Confronto tra curva sperimentale e numerica di FR-R. ....	79
Figure 69: Confronto tra curva sperimentale e numerica di IR-1. ....	80
Figure 70: Confronto tra curva sperimentale e numerica di IR-2.....	80
Figure 71: Confronto tra curva sperimentale e numerica di B3.....	81
Figure 72: Confronto tra curva sperimentale e numerica di F1-CD. ....	82

Figure 73: Confronto tra curva sperimentale e numerica di F2-MR.....	83
Figure 74: Confronto tra curva sperimentale e numerica di F4-PH.....	84
Figure 75: FR con due armature in mezzeria.....	88
Figure 76: FR con due armature nei terzi di sezione.....	89
Figure 77: FR-R con due armature in mezzeria.....	90
Figure 78: FR-R con due armature nei terzi di sezione.....	91
Figure 79: FR-S con due armature in mezzeria.....	92
Figure 80: FR-S con due armature nei terzi di sezione.....	93
Figure 81: IR-1 con due armature in mezzeria.....	94
Figure 82: IR-1 con due armature nei terzi di sezione.....	94
Figure 83: IR-2 con due armature in mezzeria.....	95
Figure 84: IR-2 con due armature nei terzi di sezione.....	95
Figure 85: B3 con due armature in mezzeria.....	96
Figure 86: B3 con due armature nei terzi di sezione.....	97
Figure 87: F1-CD con due armature in mezzeria.....	98
Figure 88: F1-CD con due armature nei terzi di sezione.....	98
Figure 89: F2-MR con due armature in mezzeria.....	99
Figure 90: F2-MR con due armature nei terzi di sezione.....	100
Figure 91: F4-PH con due armature in mezzeria.....	101
Figure 92: F4-PH con due armature nei terzi di sezione.....	101

## Indice delle tabelle

Table 1: Tipologie di frame 2D in cemento armato.....	27
Table 2: Proprietà meccaniche del calcestruzzo.....	32
Table 3: Proprietà meccaniche dell'acciaio.....	32
Table 4: Proprietà meccaniche del calcestruzzo.....	42
Table 5: Proprietà meccaniche dell'acciaio.....	42
Table 6: Punti salienti del processo di carico di B3.....	44
Table 7: Proprietà meccaniche del calcestruzzo.....	52
Table 8: Proprietà meccaniche dell'acciaio.....	52
Table 9: Parametri materiali dell'SBeta in funzione di $f_{cu}'$ .....	65

# CAPITOLO 1

## 1. CONCETTO DI ROBUSTEZZA STRUTTURALE

In ingegneria civile si definisce ‘robustezza strutturale’ la capacità che ha un sistema ad evitare che, a fronte di un evento estremo, il danno risultante alla struttura sia sproporzionato rispetto all’entità della causa che lo ha innescato.

Questo concetto è stato introdotto in campo strutturale solo di recente.

La differenza tra una struttura robusta e una normale consiste nel fatto che la prima è capace di mettere in gioco tutte le proprie riserve di resistenza prima di giungere al faticoso collasso, ovvero riesce a sfruttare al meglio ampie riserve plastiche, attraverso l’attivazione di molteplici percorsi alternativi di carico.

Se da un punto di vista semplicemente teorico parlare di robustezza è complesso, all’atto pratico in fase di progettazione risulta ancor più difficile realizzare un sistema robusto principalmente per due motivi: in primis è complicato tener conto di tutti i possibili eventi estremi e in secundis conferire robustezza implica irrigidire il sistema e ciò comporta una riduzione di duttilità dello stesso.

Il fine di creare telai che riescano a ridistribuire le forze in quei casi estremi in cui vengano a mancare membrature importanti è quello di limitare due tipi di crolli catastrofici strettamente correlati fra loro:

- Collasso sproporzionato: modalità di collasso caratterizzata da una notevole sproporzione tra l’evento che interessa la struttura ed il conseguente collasso di una parte significativamente estesa della struttura stessa, o nei casi peggiori dell’intera struttura.
- Collasso progressivo: modalità di collasso che inizia con il danneggiamento localizzato di uno o di pochi elementi strutturali e prosegue coinvolgendo via via gli altri fino ad interessare una porzione anche significativa della struttura causando un collasso parziale di essa o, in casi più estremi, totale tramite un vero e proprio ‘effetto domino’.

Un collasso progressivo è tipicamente un collasso sproporzionato, motivo per cui risultano essere due facce della stessa medaglia. Il termine ‘sproporzionato’ è riferito all’estensione dell’area interessata dal collasso, mentre ‘progressivo’ ad una specifica modalità di collasso.

Il primo step da fare per progettare una struttura robusta è dunque quello di eseguire una corretta analisi dei rischi che prenda in considerazione ogni possibile variabile potenzialmente rischiosa e che possa pertanto portare ad un evento catastrofico.

## 1.1 RIFERIMENTI STORICI

Se potessimo tornare indietro nel tempo e se fosse possibile studiare tutti quei crolli di strutture che sono stati giustificati semplicemente con ‘errata progettazione strutturale’ ci renderemo conto che gran parte di essi celano aspetti che in passato erano quasi totalmente sconosciuti, come ad esempio la scarsa ridondanza strutturale che ne ha causato una predisposizione al collasso progressivo.

Quand’è che si è iniziato a prestare particolare attenzione alle modalità di collasso e soprattutto alle migliori configurazioni strutturali che ne minimizzano il rischio?

Si può affermare che l’introduzione del concetto di ‘robustezza strutturale’ nell’ingegneria civile abbia una data precisa: il 16 maggio 1968.

Questo giorno è tristemente passato alla storia poiché si ebbe il crollo di un angolo del Ronan Point Building a Londra, una struttura prefabbricata in calcestruzzo di 22 piani che vide la fine della sua vita a causa di una fuga di gas nella cucina di un appartamento situato al diciottesimo piano.

L’esplosione fu così forte da provocare la fuoriuscita dei pannelli di calcestruzzo nell’angolo sud-est dell’edificio.

Essendo questi degli elementi portanti, la modalità di collasso ha interessato prima i piani superiori che, non avendo appoggi strutturali, si schiacciarono l’uno sull’altro andando a coinvolgere il successivo crollo di quelli inferiori a causa dell’accumulo di peso.

Si innescò, dunque, un vero e proprio ‘effetto domino’.

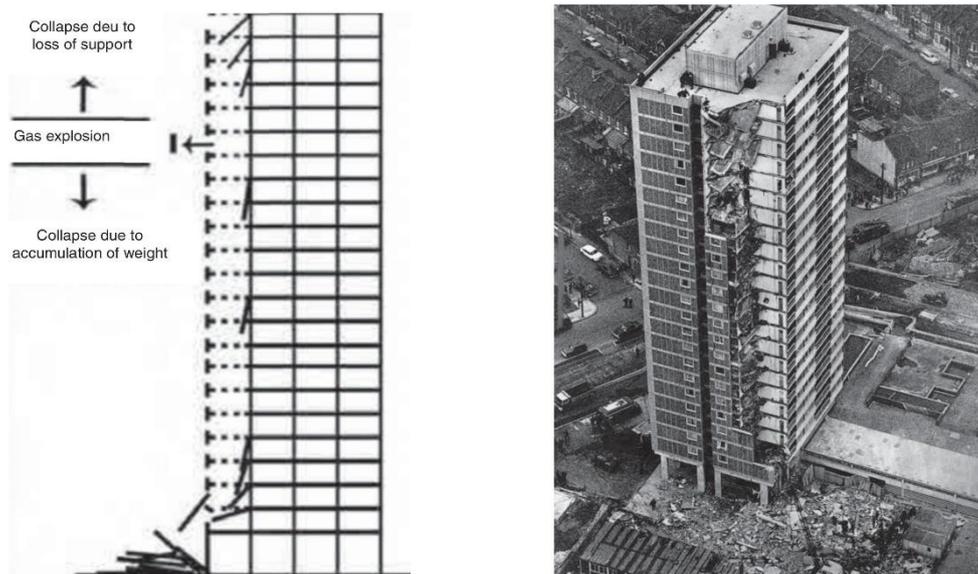


Figure 1: *Collasso del Ronan Point Building a Londra (1968).*

Il caso ebbe così tanto rilievo a livello nazionale che si ebbe un'inchiesta parlamentare commissionata dal governo che decretò che la causa di questa tragedia non fosse da attribuire né alla carenza nelle conoscenze di progettazione né a difetti in fase costruttiva.

Ecco il motivo per cui le prime normative nella storia finalizzate ad evitare il collasso progressivo furono emanate attraverso le 'Circolari del Ministero dell'Edilizia e del Governo Locale del Regno Unito' nel 1968.

Inizialmente, queste normative presentavano una metodologia puramente prescrittiva per la progettazione molto limitata per due motivi: in primis perché riguardava solo i pannelli portanti e non membrature di altre tipologie, e poi perché considerava come potenziali eventi eccezionali solo le esplosioni di gas interne.

Nel tempo, questa metodologia venne estesa ad altri tipi di pericoli, ma rimase focalizzata sugli edifici prefabbricati, poiché si riteneva che le strutture aventi telaio in calcestruzzo armato fossero poco esposte al crollo progressivo. Ci volle qualche altro tragico episodio a smentire questo falso mito e a far sì che venissero introdotte negli standard internazionali normative di progettazione per la robustezza strutturale.

Un illustre esempio di collasso progressivo che ha interessato una struttura con telaio in calcestruzzo armato gettato in opera è quello del Murrah Federal Building nel 1995 ad Oklahoma City (USA).

L'edificio si erigeva su nove piani fuori terra con dimensioni in pianta pari a 67m × 30 m. Il sistema resistente alle azioni orizzontali era costituito da pareti di taglio di calcestruzzo disposte lungo il lato sud vicino a scale ed ascensori. Il lato nord era invece caratterizzato da una facciata completamente vetrata in corrispondenza della fila di pilastri.

L'esplosione è avvenuta proprio in corrispondenza di quest'ultimo lato della struttura. Secondo alcune analisi è stato stimato che l'energia rilasciata dall'esplosione corrispondesse alla detonazione di circa 1800 kg di TNT.



*Figure 2: Esplosione del Murrah Federal Building ad Oklahoma City (1995).*

Secondo alcuni autori l'esplosione ha causato il collasso di tre appoggi intermedi che, a loro volta, hanno portato al danneggiamento della trave che supportava la porzione superiore dell'edificio sul lato ovest, e di conseguenza si è arrivati all'innesco di un cinematismo sfociato in collasso progressivo.

In questo caso anche sproporzionato.

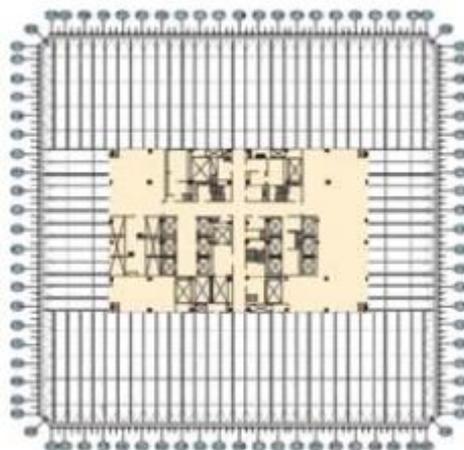
Sebbene questi due esempi di costruzioni appena citate si siano rivelati abili a sfruttare nel migliore dei modi le loro riserve plastiche evitando un crollo totale e quindi un maggior numero di vittime e danni di quelli realmente causati sono da considerare dei 'primitivi' sistemi robusti.

Quando si parla di robustezza l'esempio principe non è rappresentato da strutture in calcestruzzo armato come si potrebbe erroneamente pensare, bensì da due strutture identiche in acciaio che hanno dimostrato notevole resistenza al collasso sproporzionato nonostante siano state soggette ad un evento eccezionale di proporzioni esagerate: stiamo parlando delle Torri Gemelle del World Trade Center a New York (USA).

L'attentato al World Trade Center (WTC) dell'11 settembre 2001 da parte del gruppo terroristico di matrice islamica Al-Qaida è stato un evento talmente scioccante che ha maggiormente posto in luce l'importanza della ricerca sul collasso progressivo e sproporzionato.

In quel giorno persero la vita 2996 persone ed oltre alle Torri gemelle del WTC, otto grandi edifici limitrofi subirono un crollo parziale o totale, provocato dai detriti caduti dalle torri, con un totale di 2,8 milioni di metri quadrati di uffici commerciali messi fuori servizio.

La pianta quadrata di ciascuna torre aveva il lato di circa 63 m con un telaio a nodi rigidi perimetrale con maglia fitta ed un nucleo interno di calcestruzzo armato. Gli impalcati di acciaio erano sostenuti da travi reticolari.



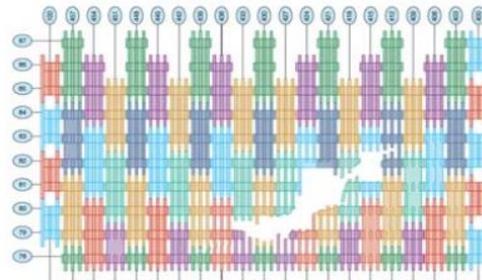
*Figure 3: Planimetria del nucleo di cemento armato e del sistema di travi reticolare delle Twin Towers di New York.*

La mattina dell'11 settembre 2001, due aerei commerciali furono dirottati e fatti schiantare contro le torri gemelle del WTC: alle 8:46 del mattino il primo di questi impattò contro la parete nord della torre 1; sedici minuti dopo, alle 9:02, il secondo dei si schiantò contro la facciata sud della torre 2.

Gli impatti causarono alle torri dei danni strutturali nelle colonne perimetrali spropositati come si può osservare nelle rappresentazioni sottostanti, ma nonostante questo entrambe le Twin Towers riuscirono a rimanere in piedi relativamente a lungo:



*Figure 4: Zona d'impatto nella parete perimetrale Nord della Torre 1.*



*Figure 5: Zona d'impatto nella parete perimetrale Sud della Torre 2.*

Il mancato crollo repentino fu merito dell'elevata capacità di redistribuzione dei carichi verticali dovuta alla notevole iperstaticità del sistema intelaiato perimetrale: dopo l'impatto i carichi supportati dalle colonne esterne danneggiate furono trasferiti a quelle adiacenti che erano largamente sovradimensionate, mentre i pilastri al centro rimasti integri sostennero il carico rimanente.

Circa 56 minuti dopo l'impatto, il WTC 2 crollò rovinosamente su sé stesso mentre per il WTC 1 il crollo avvenne solamente 1 ora e 43 minuti dopo l'impatto iniziale.

Entrambi i collassi furono determinati dalla propagazione di una serie di incendi nei piani interessati dall'impatto, nello specifico tra il 92° e il 97° piano per la torre 1

e tra il 79 ° e l'83 ° piano per l'altra. Il carburante dell'aereo prese fuoco quando i velivoli erano in fase di collisione e stavano attraversando gli edifici.

La diffusione degli incendi portò l'ambiente interno a temperature che raggiunsero i 1000 °C. Questo elevato gradiente termico indebolì le travi reticolari di piano e le colonne di acciaio. Ciò ne innescò il collasso progressivo, trascinando all'interno le colonne perimetrali.

Provare a spiegare perché il WTC 2 sia giunto al crollo prima del WTC 1 è un qualcosa di estremamente complesso e i motivi saranno sempre in gran parte sconosciuti. Tuttavia, si può affermare con certezza che alcuni fattori hanno esposto la torre 2 verso un cinematisimo più rapido.

Basti pensare ad esempio all'energia cinetica del velivolo che essa ha dovuto assorbire: la velocità di collisione era maggiore di circa 160 km/h rispetto a quella dell'altro aereo diretto al WTC1 (870 km/h rispetto a 708 km/h).

Sicuramente avrà influito anche l'angolo di inclinazione dell'aereo al momento dell'impatto verso il WTC2 che era di tanto maggiore rispetto all'altro e dunque ha coinvolto più piani. Un terzo fattore che potrebbe passare in secondo piano ma che in realtà va ad incidere tantissimo è l'eccentricità della zona di danno: se lo schianto del WTC1 era abbastanza centrale e verso i piani più alti, quello del WTC2 era circa 7 m verso est e 15 piani più in basso, quindi, in un'area in cui è risultato più difficile mantenere una configurazione stabile dei carichi nel tempo.

## 1.2 CLASSIFICAZIONE DEGLI EVENTI ECCEZIONALI E DEI RISCHI

Un evento eccezionale può essere causato sia da fattori di rischio naturali che antropici. Essi possono essere suddivisi in tre principali categorie:

- Categoria 1: rischi di origine naturale. Questa categoria include: terremoti e tsunami, fenomeni gravitativi naturali (frane di detriti, colate di detriti, caduta massi, valanghe di neve, eruzioni vulcaniche), cedimenti delle fondazioni (subsidenza e variazione del livello della falda freatica), inondazioni e fenomeni meteorologici (tempeste, tifoni e formazioni di ghiaccio);
- Categoria 2: rischi causati per mano dell'uomo. Tra questi rientrano incendi, detonazioni (sia in campo aperto che confinate), impatti con veicoli stradali, marittimi o aerei. Questa categoria prende in considerazione anche atti vandalici e azioni terroristiche, il cui accadimento è ancor più di difficile valutazione;
- Categoria 3: rischi causati da errori nella progettazione e/o nell'esecuzione dell'opera (errata modellazione strutturale, errata scelta del tipo di fondazione con conseguente errata capacità portante, errata scelta dei tipi di giunti e connessioni, errato design dei dettagli strutturali, valutazione errata dei fenomeni di degrado, uso di materiali non opportuni al contesto).

Mentre gli eventi rientranti in Categoria 1 possono essere stimati solo ed esclusivamente da un punto di vista prevalentemente statistico basato sui dati storici, quelli appartenenti alla Categoria 2 sono difficili da prevedere in termini di probabilità di accadimento.

A maggior ragione in caso di vandalismi o attacchi terroristici.

Perciò per i rischi di Categoria 2 la cosa migliore è prendere in considerazione il ruolo strategico che ha quella determinata costruzione rispetto alle potenziali vittime coinvolte in un attacco terroristico (ponti, aeroporti, ospedali, edifici governativi, monumenti ecc.).

Infine, quelli di Categoria 3 sono i più facili da prevedere e soprattutto da mitigare poiché esistono controlli di qualità e verifiche.

## 1.2.1 TECNICHE DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO

Se la progettazione tradizionale è incentrata su criteri di tipo prescrittivo, quella relativa alla robustezza strutturale risulta essere di tipo prestazionale.

Come già accennato, per quest'ultimo caso è fondamentale considerare l'accadimento di tutti gli eventi eccezionali che possono verificarsi durante tutto il ciclo vita della struttura e che usualmente sono trascurati nella progettazione tradizionale.

Affinché il rischio di collasso sproporzionato rimanga il più basso possibile, la struttura deve presentare determinate caratteristiche che si sposino bene con il sito su cui essa deve sorgere, deve presentare una geometria adatta, i giusti layout architettonici ma soprattutto bisogna tener conto degli aspetti economici.

Questo insieme di vincoli rende perciò il progettista una figura non totalmente libera riguardo la scelta del design.

L'analisi per la mitigazione del rischio prevede, dunque, come primo passo l'individuazione di tutti quei fattori naturali o antropologici che possano portare a scenari catastrofici. Si passa quindi alla definizione delle prestazioni che la struttura deve garantire negli scenari di rischio stimati.

Successivamente viene stimata la probabilità di non soddisfacimento dei requisiti, ovvero la probabilità con cui possano verificarsi eventi eccezionali che determinano un collasso sproporzionato del sistema con conseguente valutazione del danno causato in termini ambientali, economici che di vite umane.

Come già accennato nell'introduzione, solitamente la progettazione per la robustezza strutturale è destinata a costruzioni importanti e strategiche, motivo per cui l'analisi del rischio calcolata per questa specifica tipologia di realizzazioni differisce di molto rispetto ad un'altra analisi del rischio condotta per normali abitazioni, uffici, capannoni ecc.

Generalmente la strategia di mitigazione dei rischi più efficace per quanto riguarda il rapporto costi-benefici abbraccia tutte e tre le categorie di rischio appena definite nel paragrafo precedente, in maniera tale che l'accadimento non desiderato di un evento estremo possa essere previsto e che, quindi, possa essere controllato (o almeno limitato) attraverso la riduzione della probabilità che si sviluppi uno scenario critico in grado di dare origine al crollo.

Per costruzioni strategiche, nel momento in cui la probabilità di accadimento di un evento che minaccia la loro integrità strutturale risulti essere alta, la robustezza deve entrare in gioco tramite un giusto design strutturale, ovvero tramite la progettazione di un adeguato telaio della struttura, il cui obiettivo è limitare lo sviluppo di danneggiamenti locali o cedimenti evitando meccanismi di collasso.

## 1.3 CLASSIFICAZIONE DEGLI APPROCCI DI PROGETTO

Nell'ambito della progettazione strutturale si hanno diversi approcci a seconda della tipologia di costruzione che si vuole realizzare.

Per questo motivo ciascun approccio progettuale è diverso dall'altro e ognuno di essi presenta un determinato livello di complessità da un punto di vista analitico.

Dunque, sarà incarico del progettista l'approccio ottimale da adoperare e che possa minimizzare il livello di rischio accettato e le relative conseguenze di un possibile collasso.

Ma cosa sono questi approcci di progetto e soprattutto come sono divisi?

Le metodologie di progetto possono essere classificate in base a tre differenti approcci:

- approccio generale assunto per la progettazione: approccio prescrittivo o approccio prestazionale;
- metodo utilizzato per la progettazione del sistema strutturale: metodo indiretto o metodo diretto;
- alla definizione dello scenario di rischio: minaccia specifica o minaccia generica.

Come già brevemente accennato in precedenza, per quanto concerne il progetto di una struttura robusta si deve far riferimento ad un approccio generale prettamente prestazionale che prevede un metodo di progettazione diretto o indiretto.

In questo modo lo scenario di rischio può essere individuato tramite la definizione di una minaccia specifica o generica.

Al contrario, per la progettazione di una struttura normale, si utilizza solitamente un approccio prescrittivo in cui la definizione degli obiettivi di progetto e le verifiche non risultano essere fondamentali: ecco perché un approccio prescrittivo utilizza sempre un metodo indiretto di progettazione.

La differenza sostanziale fra approcci prestazionali e prescrittivi si basa sulla definizione delle caratteristiche minime: per i secondi, le caratteristiche strutturali minime di cui deve essere dotato il sistema che si vuole erigere sono riconosciute sufficienti a garantire un buon livello di sicurezza e performance lungo tutto il ciclo vita.

Si possono perciò prescrivere resistenze minime dei materiali adoperati, resistenze e rigidzze minime delle membrature del telaio e delle loro connessioni (nodi strutturali) e dettagli costruttivi.

Tali vincoli progettuali minimi si sono dimostrati sufficienti per costruzioni standard destinate ad un uso comune, ma la loro estensione a strutture strategiche più complesse e particolari non basta, motivo per cui si prediligono approcci di tipo prestazionali. È però importante ricordare che nella pratica non esistono leggi e norme precise che stabiliscono gli obiettivi prestazionali da conferire da cui non ci si può assolutamente scostare, e quindi la soluzione strutturale può essere di più difficile individuazione.

La figura del progettista risulta quindi essere abbastanza libera di provare soluzioni strutturali non tradizionali e materiali nuovi.

### 1.3.1 METODI DI PROGETTO DIRETTI

I metodi di progetto diretti determinano la capacità della struttura di prevenire danneggiamenti localizzati o nel peggiore dei casi la loro potenziale evoluzione in collassi sproporzionati causati da eventi eccezionali.

L'obiettivo di questi metodi di progettazione è determinare la resistenza meccanica di ogni singola membratura oppure definire una soluzione strutturale capace di non andare incontro a scenari di collasso anche in caso in cui almeno una di queste possa arrivare a rottura.

Pertanto, risultano essere dei metodi che mirano esplicitamente alla stima della capacità resistente del sistema nei confronti del collasso sproporzionato.

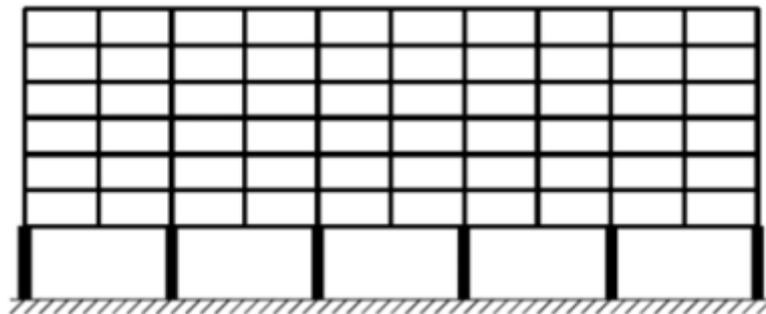
Per realizzare questo scopo il progettista può ricorrere a due approcci:

- “Metodo della resistenza locale”: conferire maggiore resistenza agli elementi strutturali principali come ad esempio pilastri e nodi, il cui danneggiamento locale potrebbe innescare un vero e proprio effetto domino che si propagherebbe incontrollatamente su tutta (o quasi) la struttura.

Solitamente lo step base è la quantificazione di un rischio derivante da una minaccia ben precisa a (quantitativo di esplosivo, tipologia di impatto in termini di massa, velocità e direzione del veicolo impattante, carico di incendio o altro ancora).

Il contesto in cui può essere applicato è quello tipico di sistemi in cui l'instaurarsi di un percorso alternativo dei carichi è molto difficile e dunque si ha una maggiore esposizione a danneggiamenti locali.

Un esempio sono quei sistemi in cui si ha una bassa ridondanza strutturale quali tensostrutture, strutture reticolari (piane o spaziali), strutture strallate e sospese ma anche strutture che presentano colonne in falso con un piano di trasferimento alla base come illustrato nella seguente figura:



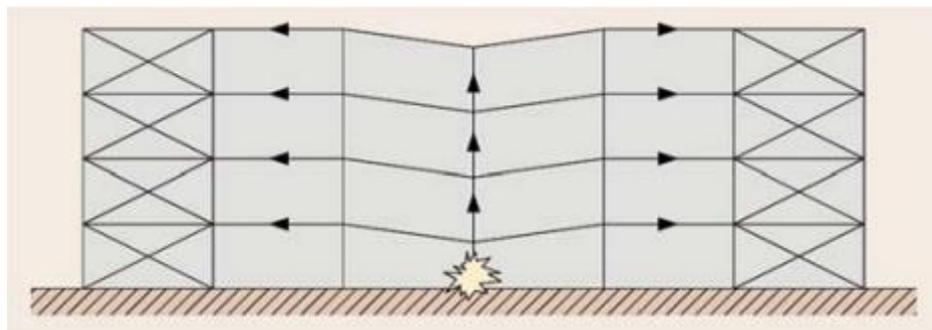
*Figure 6: Edificio con piano di trasferimento.*

- “Metodo del percorso alternativo dei carichi”: è basato sulla capacità di un sistema di continuare a trasferire carichi scavalcando letteralmente la zona interessata da un collasso locale.

Questo comportamento è chiamato ‘effetto ponte’.

Il sistema risulta essere abile nel ridistribuire i carichi a cui è sottoposto, trasferendoli quindi dall’elemento che è venuto a mancare alle altre membrature.

Per far capire meglio di cosa si sta parlando basta guardare lo schema illustrativo nella figura successiva in cui viene rappresentata la rimozione improvvisa di un pilastro:



*Figure 7: Esempio di percorso alternativo dei carichi (effetto ponte).*

Contrariamente al metodo visto prima, quest’ultimo può essere implementato trascurando l’identificazione preliminare di potenziali agenti rischiosi senza stimarne la quantificazione, ma ipotizzando solamente danneggiamenti locali.

In linea generale il progettista applica questo metodo rimuovendo un pilastro nel caso di strutture quali edifici, oppure un pendino/strallo nel caso di strutture più complesse come i ponti.

Successivamente si eseguono analisi statiche non-lineari o dinamiche non-lineari che consentono di capire se il resto della struttura sia capace di trasferire le azioni in sicurezza seppur in presenza di cedimenti notevoli.

Questo metodo può anche essere visto come uno strumento per valutare la ridondanza strutturale.

Esso può essere implementato anche in modo indiretto come vedremo nel seguente paragrafo.

Differentemente dai metodi di progetto indiretti, i metodi di progetto diretti possono impattare in modo sostanziale sull’analisi strutturale necessaria nel progetto richiedendo tecniche di analisi più complesse rispetto a quelle utilizzate nella progettazione strutturale tradizionale.

### 1.3.2 METODI DI PROGETTO INDIRETTI

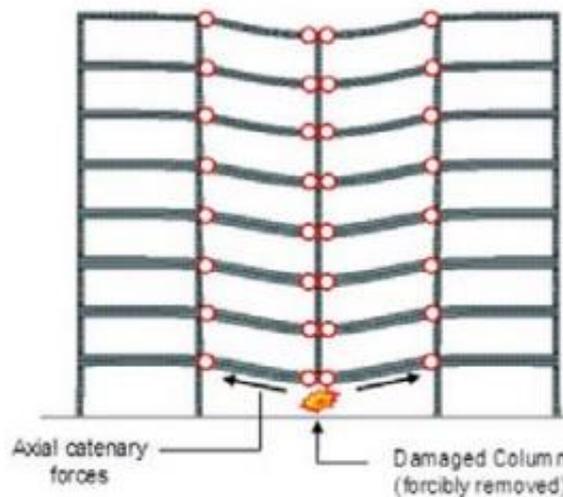
Gli approcci di progetto di tipo indiretto influiscono sulla scelta del sistema strutturale, il layout di setti e colonne, sulle dimensioni minime delle membrature, la resistenza minima dei nodi strutturali, i loro dettagli costruttivi, ecc. Risultano essere di facile applicazione e comportano una standardizzazione dei progetti.

Questi approcci risultano essere principalmente prescrittivi e hanno come fine quello di arrivare ad ottenere robustezza attraverso collegamenti fra i vari componenti strutturali del sistema, usufruendo più efficacemente la ridondanza e la duttilità delle membrature.

Il livello di robustezza desiderato viene realizzato con incatenamenti continui per quanto riguarda sia le strutture in calcestruzzo armato sia per quelle in acciaio o composite acciaio-calcestruzzo con connessioni trave-colonna e travi secondarie-travi principali dimensionate per trasferire momento flettente, taglio e sforzi assiali.

Lo scopo consiste nel garantire le capacità membranali dei piani.

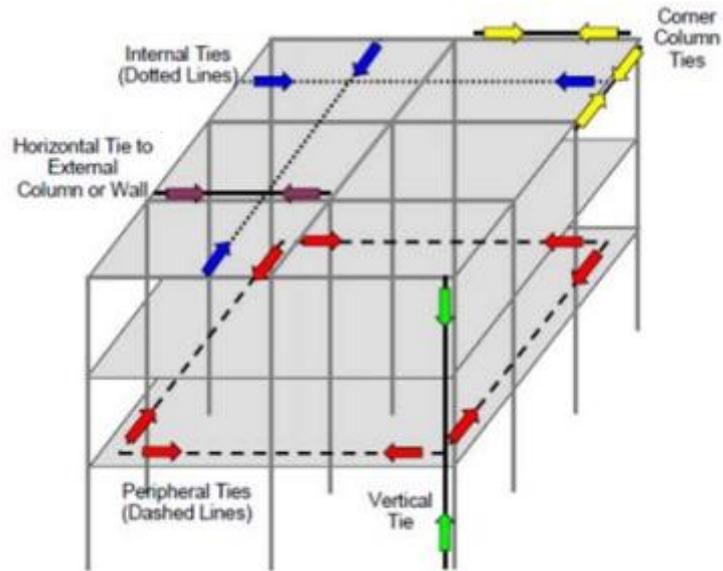
Così facendo il collasso locale di un elemento può essere 'scavalcato' tramite la desiderata redistribuzione dei carichi che sfrutta l'effetto catenario o, più in generale l'effetto membrana.



*Figure 8: Sviluppo dell'effetto catenario a seguito della rimozione di un pilastro.*

Dovranno in particolare essere previsti vari tipi di incatenamenti:

- incatenamenti perimetrali di piano (nelle due direzioni principali);
- incatenamenti interni di piano (nelle due direzioni principali);
- incatenamenti orizzontali fra le colonne o i setti;
- incatenamenti verticali.



*Figure 9: Esempio di incatenamenti previsti per un generico telaio.*

È di fondamentale importanza tenere a mente che i metodi di progetto indiretti non sono concepiti per quantificare la robustezza strutturale, ma danno un'idea di come si debba lavorare sul progetto di una costruzione affinché si abbia una buona ridondanza che dia come risultato il comportamento desiderato.

## 1.4 RISPOSTA STRUTTURALE DOVUTA ALLA RIMOZIONE DI UN PILASTRO

In questo lavoro di tesi la risposta strutturale dei sistemi bidimensionali trave-colonna in calcestruzzo armato soggetti ad uno scenario di rimozione di un pilastro è stato descritto da tre diverse fasi che si hanno in base all'avanzare del cedimento verticale del nodo di mezzzeria. Per semplicità, lo schema di base a cui si fa riferimento per le prove sperimentali è riportato di seguito:

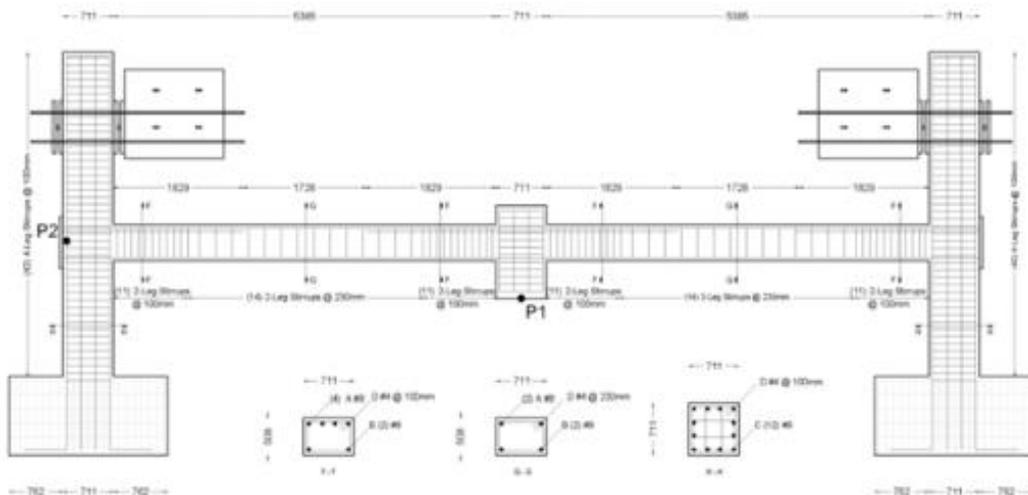


Figure 10: Schema di base dei telai bidimensionali in calcestruzzo armato.

Il prototipo è soggetto ad uno spostamento imposto in corrispondenza del punto P1, a simulare la relativa perdita della colonna. Nella fase iniziale che va da O ad A si ha un comportamento flessionale della trave.

In A si verifica la formazione di cerniere plastiche in corrispondenza delle connessioni trave-colonna in quanto i valori di momento flettente raggiungono quelli plastici che determinano deformazioni permanenti e fessurazioni del calcestruzzo. In tale fase, il punto P2 subisce uno spostamento orizzontale negativo perché diretto verso l'esterno.

La fase successiva, che va da A fino a B, è caratterizzata da un ramo di softening in cui si verifica una diminuzione della forza verticale applicata al crescere del cedimento di P1. Si può osservare come lo spostamento orizzontale del punto P2 inizi a cambiare verso annullandosi in corrispondenza del punto B.

Si ha anche una progressiva diminuzione dello stato compressivo nella trave. Nell'ultimo tratto che va da B a C si ha un nuovo aumento della forza applicata al crescere dello spostamento verticale del punto P1.

Si può osservare come lo spostamento orizzontale del punto P2 diventi positivo poiché le colonne vengono riportate verso l'interno.

La sollecitazione interna della trave risulta puramente di trazione. In tale fase il carico viene portato dalla trave con una combinazione di effetto flessionale e di un effetto catenaria esercitata dall'armatura continua presente nella trave. Quest'ultimo aumenta sempre più con il progredire del cedimento verticale del punto P1. Il comportamento sperimentale è raffigurato di seguito, in termini di forza applicata al punto P1 (a) e di spostamento orizzontale del punto P2 (b), entrambi in funzione dello spostamento verticale imposto al punto P1:

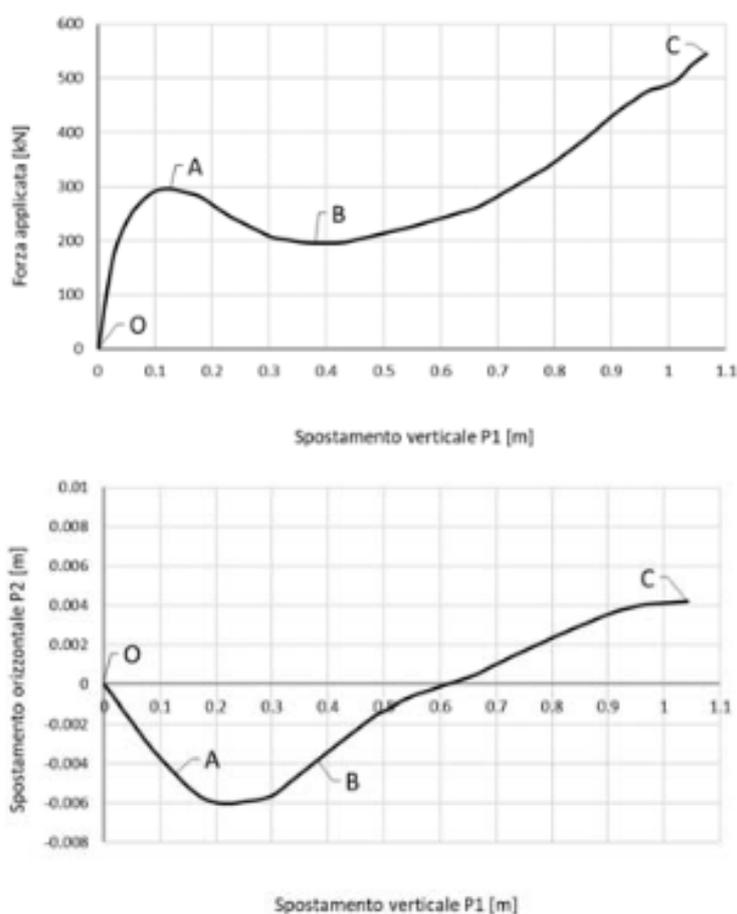


Figure 11: Risultati sperimentali in funzione del cedimento del punto P1.

# CAPITOLO 2

## 2. DATABASE SPERIMENTALE

In ingegneria strutturale desta grande preoccupazione lo scenario catastrofico in cui i rinforzi in acciaio nelle travi in calcestruzzo armato non si rivelino in grado di sviluppare completamente l'azione a catenaria andando a limitare il collasso progressivo degli edifici grazie alla capacità rotazionale dei nodi trave-colonna. Gli esperimenti di seguito riportati, condotti da professori e ricercatori di importanti università cinesi, australiane e singaporesi, hanno messo in luce come la risposta strutturale al collasso progressivo di sistemi intelaiati possa essere influenzata sia dalla posizione della colonna rimossa che dalle varie tecniche di progettazione speciali introdotte nelle travi.

Per quanto riguarda gli scenari di rimozione dei pilastri, si può oggettivamente affermare che il crollo di una colonna interna al telaio o al massimo perimetrale ma non agli angoli tenda a far sviluppare nella trave un comportamento a catenaria sicuramente migliore di quello che si avrebbe nel caso in cui a collassare fosse una ai corner: ciò è dovuto al fatto che più sono le reazioni di interpiano e più sono presenti vincoli orizzontali che tendono a favorire una redistribuzione dei carichi.

Per quanto riguarda, invece, i diversi output strutturali di campioni riprodotti con tecniche di progettazione speciali, come l'inserimento di ulteriori rinforzi longitudinali in mezzeria lungo tutte le travi oppure l'introduzione di cerniere parziali in prossimità dei nodi, confrontati con quelli di un sistema campione realizzato con tecniche normali, si è constatato come la capacità rotazionale delle connessioni trave-colonna si siano rivelate maggiori garantendo alle sottostrutture un comportamento molto duttile garantito da un notevole incremento del comportamento a catenaria. I sottosistemi campione di queste prove di laboratorio sono stati 'estratti' dalle varie strutture intelaiate che sono state oggetto di studio prendendo in considerazione solo quelle porzioni colonna-trave-colonna con nodo del pilastro rimosso in mezzeria della trave e sono scalati per questioni di spazio.

Sono stati studiati anche i pattern fessurativi che hanno interessato in un primo momento il calcestruzzo in trazione e successivamente anche in compressione nel campo di grandi spostamenti e deformazioni (fino ad arrivare al cedimento del materiale dovuto a crushing), la deformazione progressiva delle armature longitudinali fino ad arrivare a quella ultima, lo sviluppo deformativo delle colonne laterali che reggono il sistema durante tutta la fase di applicazione del cedimento verticale imposto e soprattutto il punto in cui sono venute a nascere le cerniere plastiche.

A quest'ultimo fenomeno si è data particolare attenzione poiché, come vedremo di seguito, saranno i vincoli di interpiano a limitare la nascita di cerniere parziali all'interno dei nodi con conseguente rotazione dei sottotelai nei pilastri. Per avere una struttura duttile e robusta, infatti, il progettista deve far sì che le cerniere plastiche nascano solo in prossimità dei nodi lungo le travi poiché in questa maniera si ha una rotazione della trave che non vada a coinvolgere il collasso degli elementi strutturali più importanti come le colonne, rispettando così la gerarchia delle resistenze.

## 2.1 LIM ET AL. (2017)

I test sperimentali condotti da Namyong Salim Lim e K.H. Tan della Nanyang Technological University di Singapore con la collaborazione di C.K. Lee della University of New South Wales di Canberra sono stati incentrati sugli effetti della capacità rotazionale e del vincolo orizzontale sullo sviluppo dell'azione catenaria nei frame di strutture in calcestruzzo armato (RC).

La resistenza al collasso progressivo viene stimata adottando il 'metodo del percorso di carico alternativo' (ALP, Alternative Load Path): l'obiettivo consiste nel simulare la rimozione di una colonna, monitorare i cedimenti delle travi, il comportamento delle colonne e vedere se il danno si propaga da un elemento adiacente all'altro.

Prima di giungere ad un ipotetico collasso, il sistema cercherà in automatico di redistribuire i carichi gravitazionali tramite ALP.

Se quest'ultimo riesce a svilupparsi completamente scaricando sugli altri elementi del telaio le azioni il collasso progressivo potrà considerarsi prevenuto.

I test sperimentali abbracciano diverse configurazioni di sottoframe, in maniera tale da considerare sia sottosistemi simmetrici che non.

Cinque campioni sono stati testati e sono presentati come segue:

Objective	No.	Specimen	Description
Control Specimen Effect of Detailing	1	<b>FR</b>	<b>Full Restraint - normal detailing</b>
	2	<b>FR-S</b>	<b>Full Restraint - Seismic detailing of stirrups</b>
	3	<b>FR-R</b>	<b>Full Restraint - Round bars as longitudinal steel</b>
Effect of Restraint	4	<b>IR-1</b>	<b>Imperfect Restraint at 1 side - normal detailing</b>
	5	<b>IR-2</b>	<b>Imperfect Restraint at 2 sides - normal detailing</b>

*Table 1: Tipologie di frame 2D in cemento armato.*

1. Campione a vincolo completo (FR - Full Restraint): questo sistema è servito come campione di controllo per lo sviluppo efficace dei meccanismi secondari di resistenza che dovrebbero nascere a seguito della rimozione di una colonna, ovvero l'azione ad arco compresso e l'azione catenaria, nelle condizioni più generali e con vincoli orizzontali su entrambe le estremità di travi e colonne. I movimenti fuori piano sono stati trascurati;
2. Campione con dettagli sismici (FR-S): questo campione è stato realizzato per il design sismico: lo scopo che ha è quello di migliorare la capacità del meccanismo ALP confinando i danni nelle cerniere plastiche tramite una sequenza di staffe molto fitta in prossimità dei nodi;
3. Campione con barre tonde (FR-R): il test mirava a massimizzare l'effetto catenaria apportando maggiore duttilità grazie a delle armature longitudinali a sezione circolare che consentivano un migliore scorrimento e una maggiore deformazione ultima;
4. Campione a vincolo imperfetto su 1 lato (IR-1): l'obiettivo di questo test era indagare lo sviluppo del meccanismo ALP in presenza di un vincolo imperfetto;
5. Campione a vincolo imperfetto su 2 lati (IR-2): simile al campione IR-1, eccetto che entrambe le estremità delle travi erano supportate da colonne esterne. Questo scenario non era comune come i campioni FR e IR-1, ma poteva rappresentare il caso estremo di una struttura snella con vincoli orizzontali deboli o in caso di travi adiacenti danneggiate.

La rappresentazione dei campioni sperimentali è raffigurata dagli schemi sottostanti:

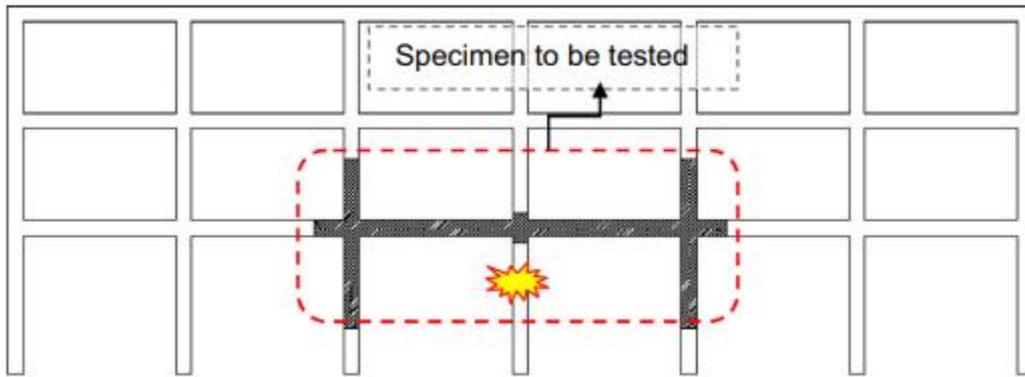


Figure 12: Schema dei campioni FR, FR-S e FR-R.

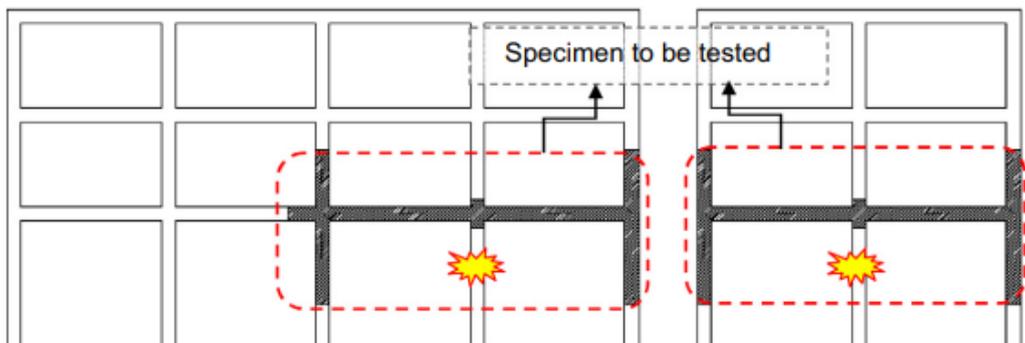


Figure 13: Schema del campione IR-1 (sinistra) e IR-2 (destra).

## 2.1.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE E CONFIGURAZIONE DI PROVA

I sistemi sperimentali riprodotti sono estrapolati dal telaio di un edificio in cemento armato a sei piani progettato in accordo con le normative contenute nell' Eurocodice 2.

I modelli, per questioni di spazio, sono stati riprodotti in laboratorio in scala 2:5.

La struttura originale a sei piani era caratterizzata da travi alte 180 mm, larghe 100 mm e lunghe 2220 mm, collegate a pilastri di sezione quadrata di 180 mm per ciascun lato con un'altezza di 1530 mm.

La disposizione delle armature di FR, IR-1 e IR-2 è mostrata di seguito:

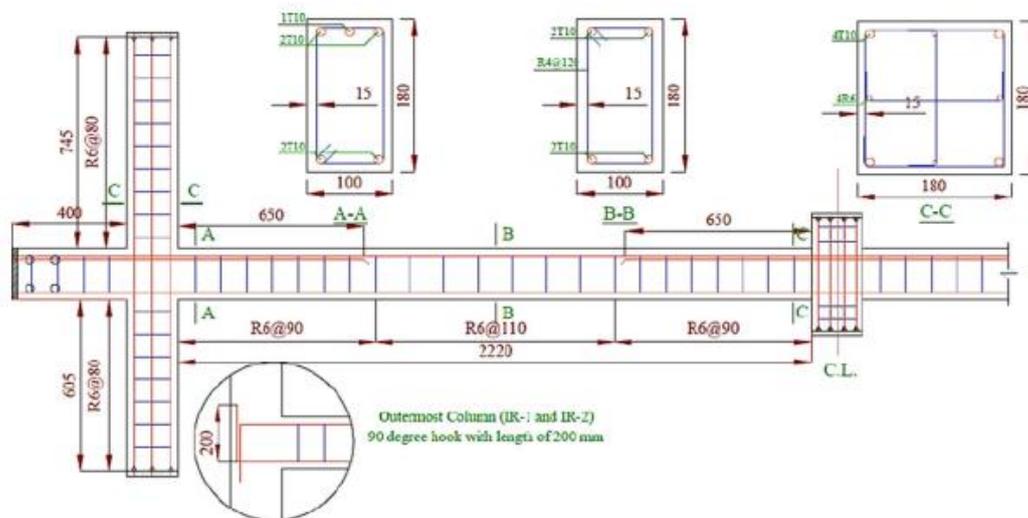


Figure 14: Dettagli costruttivi di FR, IR-1 e IR-2.

Per analizzare il miglioramento della capacità rotazionale, la disposizione delle armature nei sistemi FR-S e FR-R è stata scelta diversa rispetto al campione di riferimento FR: per il primo, nonostante avesse lo stesso contenuto di armatura longitudinale di FR, è stata stabilita una sequenza di staffe più fitta nelle vicinanze dei punti di confluenza trave-pilastro in accordo con la normativa sismica dell' Eurocodice 8 per una duttilità di classe media, mentre per l'FR-R sono state inserite due armature longitudinali a sezione circolare in prossimità dei nodi e che si protraggono fino ad una distanza di 650 mm.

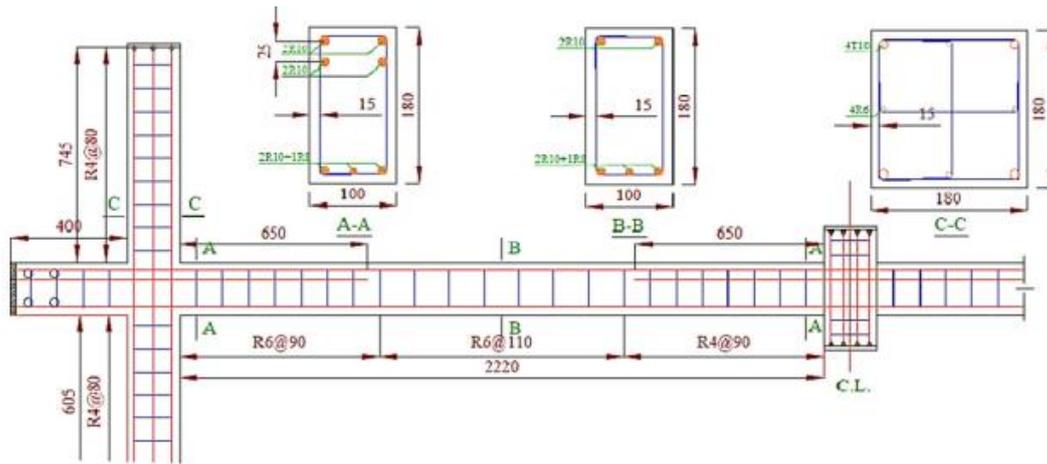


Figure 15: Dettagli costruttivi di FR-R.

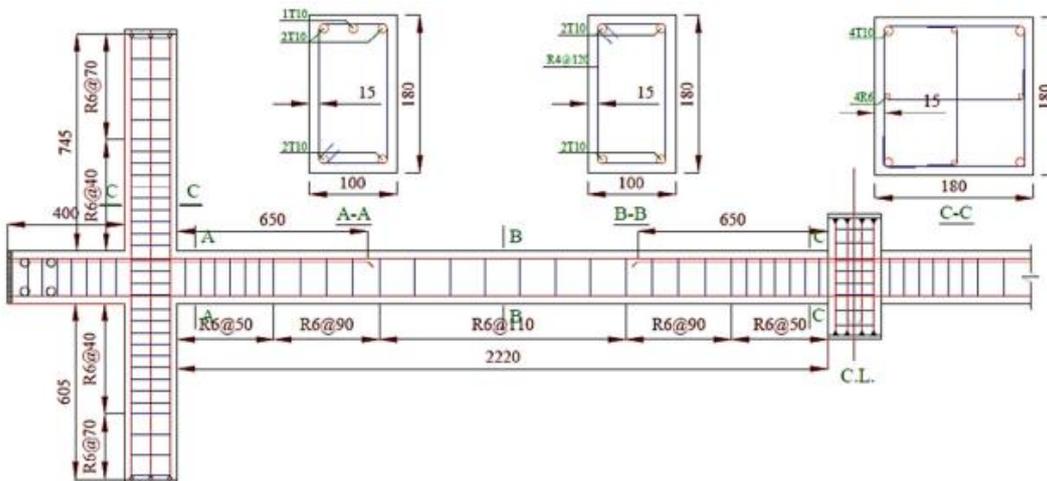


Figure 16: Dettagli costruttivi di FR-S.

Il setup dei campioni di tutte le prove è costituito da una trave a doppia campata, un piccolo nodo centrale che rappresenta la parte rimanente di colonna rimossa e due colonne di supporto situate alle estremità della trave.

Ad ogni sistema è stato imposto un cedimento nel nodo centrale tramite un attuatore idraulico, con una velocità di carico lenta pari a 6 mm/min.

Nelle colonne è stato applicato uno sforzo normale di compressione uguale a  $0,3f_c$  tramite l'utilizzo di un martinetto idraulico per rappresentare i carichi provenienti dai piani superiori, dove con  $f_c$  si intende la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo.

Affinché l'analisi fosse focalizzata solo sull'abbassamento verticale della trave, per evitare spostamenti fuori dal piano, sono state installate ai lati della trave coppie di colonne universali in acciaio.

Inoltre, è stato installato un vincolo rotazionale al nodo centrale per prevenire la rotazione del nodo dovuta alla frattura precoce delle barre d'armatura su entrambi i lati del nodo centrale.

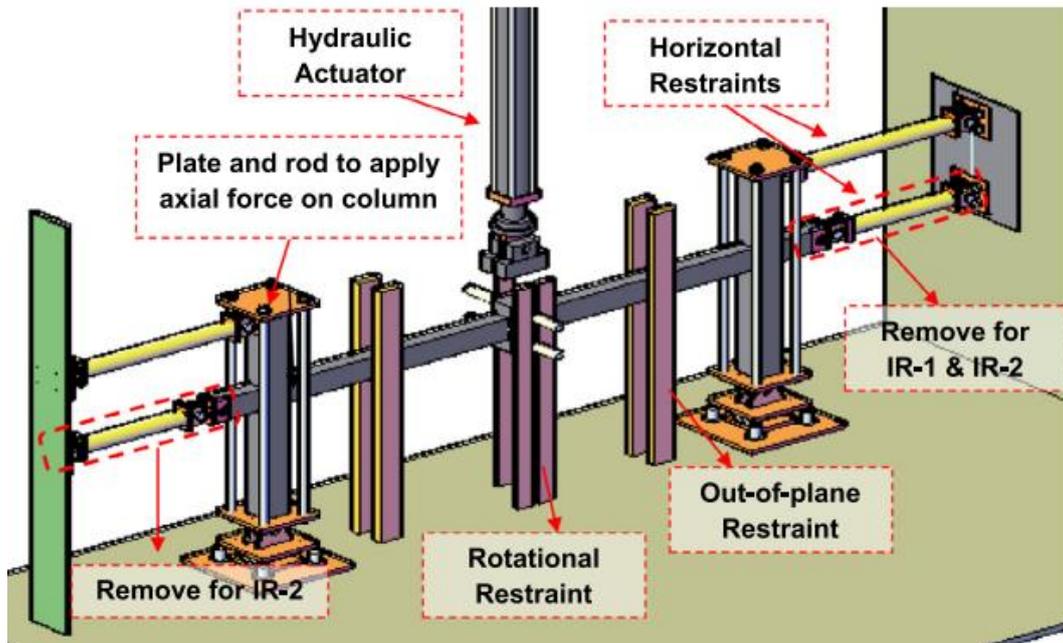


Figure 17: Setup dei campioni sperimentali.

Come si può vedere da quest'ultima figura, le basi su cui poggiano i pilastri di tutti i sistemi sono delle cerniere realizzate con due piatti in acciaio collegati con connessioni a perno che ne consentono la rotazione: il piatto in acciaio alla base è bullonato al pavimento e serve per limitare scorrimenti orizzontali, quello superiore a contatto con le colonne di cls armato funge da sostegno.



Figure 18: Dettaglio della cerniera.

In IR-1 il vincolo orizzontale a livello della trave sul lato destro è stato rimosso rappresentando la colonna più esterna mentre per IR-2 i vincoli orizzontali a livello della trave sono stati rimossi da entrambe le colonne.

Le proprietà dei materiali adoperati sono riportate nelle tabelle sottostanti:

Specimen dimensions	Elastic modulus, $E_c$ (GPa)	Tensile strength, $f_t$ (MPa)	Compressive strength, $f_c$ (MPa)
150 mm (dia.) x 300 mm (height)	26,6	3,7	32

*Table 2: Proprietà meccaniche del calcestruzzo.*

Rebar type	Nominal diameter (mm)	Yield strength, $f_y$ (MPa)	Elastic modulus, $E_s$ (MPa)	Ultimate strength, $f_u$ (MPa)	Ultimate strain, $\epsilon_u$ (%)
R6	6	400	200000	583	25
R8	8	300	200000	395	25
R10	10	400	200000	500	30
T10	10	507	200000	609	11

*Table 3: Proprietà meccaniche dell'acciaio.*

## 2.1.2 RISULTATI SPERIMENTALI

La risposta strutturale di tutti i sistemi è stata descritta dalla funzione carico verticale applicato-abbassamento del nodo centrale (middle joint displacement, MJD), ottenuto tramite il trasduttore di spostamento incorporato nell'attuatore.

Partendo dall'analisi dei sistemi a vincoli completi, ovvero FR, FR-S e FR-R, le funzioni carico verticale applicato-MJD ottenute risultano simili come si evince di sotto:

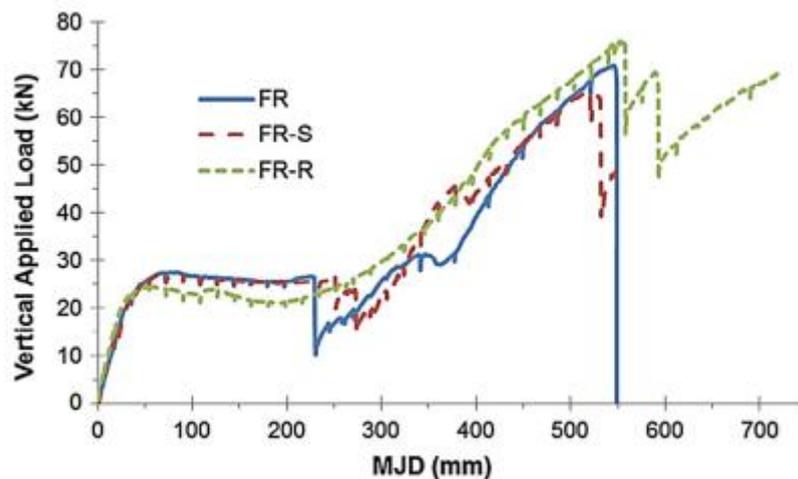


Figure 19: Carico verticale applicato-MJD di FR, FR-S e FR-R.

Le fasi di carico che hanno interessato i tre campioni sono prevalentemente due:

- quella iniziale caratterizzata da un comportamento flessionale e ad arco compresso (compressed arch action, CAA) in cui la forza assiale nelle travi e nelle colonne è di compressione;
- quella successiva caratterizzata da un comportamento a catenaria (catenary action, CA) in cui la forza assiale passa a trazione.

La differenza tra queste due fasi consiste nel fatto che, mentre per la prima si ha un contributo da parte di entrambi i materiali, nella seconda il cls risulta essere poco o totalmente non reagente perché molto fessurato e dunque il comportamento a catenaria risulta essere affidato e sviluppato totalmente dalle armature in acciaio.

Il passaggio da flessionale-CAA a CA viene identificato dal punto di intersezione fra le curve e l'asse x del seguente grafico:

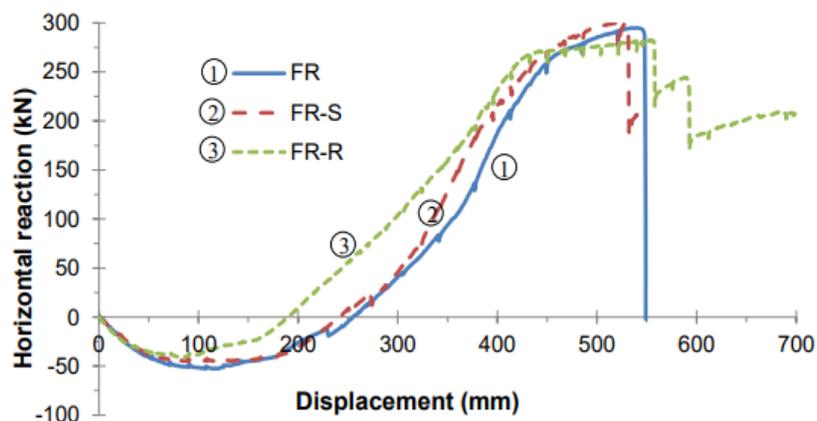


Figure 20: Transizione da comportamento flessionale-CAA a CA di FR, FR-S e FR-R.

Quest'ultimo grafico ha grande rilevanza perché fa notare come per la fase iniziale di carico, cioè per piccoli valori di MJD, la flessione della trave soggetta all'abbassamento determina un'azione di spinta verso l'esterno esercitata sulle due colonne.

Questa spinta è stata attenuata dai vincoli orizzontali sul lato della colonna, che generavano uno stato tensionale di compressione nella trave stessa: in questo modo la resistenza al carico aumentava presentando non solo una capacità flessionale ma anche quella a compressione (CAA).

Il passaggio alla seconda fase implicava una progressiva frantumazione del calcestruzzo nelle cerniere plastiche, riducendo gradualmente la capacità flessionale.

Dal punto di vista del comportamento a catenaria, il grafico del sistema FR-S non ha mostrato sostanziose differenze rispetto a quello di riferimento FR.

Al contrario, FR-R ha mostrato un netto anticipo della fase CA rispetto agli altri due, il che ne implica dunque un dominio maggiore. Ciò è dovuto al fatto che le armature longitudinali lisce inserite nell'FR-R ne conferiscono una grande duttilità strutturale perché è consentito un maggiore scorrimento e di conseguenza più alta deformabilità.

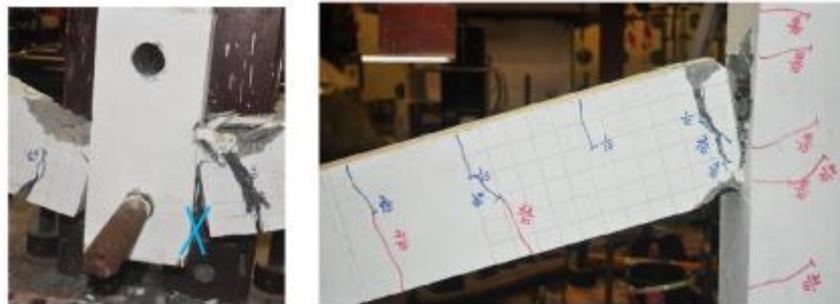
Le fessure che si sono venute a formare nella prima fase puramente flessionale hanno coinvolto la porzione di trave limitrofe ai nodi laterali e a quello centrale. Inoltre, sono state osservate fessure da taglio nelle zone della trave adiacenti al nodo centrale e vicino ai punti di supporto.

Questo fino al picco di CAA. Successivamente, il processo fessurativo ha previsto un loro allargamento accompagnato dalla nascita di nuove fessure che sono partite dai nodi esterni in direzione del nodo centrale.

Il risultato che si è avuto è la formazione di cerniere plastiche nei nodi esterni e in quello di mezzeria a seguito della frantumazione del cls.

Grazie ad esse la trave ha sviluppato la propria capacità rotazionale con cui è riuscita a raggiungere gli enormi spostamenti verticali, sfruttando quindi un'ampia parte delle riserve plastiche dei materiali.

Avanzando con il processo di carico e giungendo al comportamento a catenaria CA si sono sviluppate fessure ancora più profonde sono arrivate a coinvolgere sezioni intere della trave, formando cerniere plastiche secondarie: è proprio in questa fase che gli sforzi interni di trazione sono affidati completamente alle armature di acciaio.



*Figure 21: Processo fessurativo ottenuto dalle prove sperimentali.*

Dai risultati sperimentali si evince che la capacità rotazionale dei sistemi FR-S e FR-R è molto più elevata rispetto a quella del campione di riferimento FR poiché entrambi avrebbero potuto reggere ad ulteriori incrementi di spostamento verticale imposti nel nodo centrale.

Se per l'FR-S è importante mettere in luce la positiva influenza della disposizione delle armature secondo la progettazione sismica sull'aumento di capacità rotazionale (ritardando la rottura delle barre superiori di acciaio), per l'FR-R è fondamentale notare anche un notevole miglioramento della CA.

Passando adesso all'analisi dei sistemi a vincoli imperfetti IR-1 e IR-2, è possibile notare come la loro fase flessionale-CAA sia praticamente coincidente all'FR.

Questo andamento coincidente si perde nel regime a catenaria, dove si è osservato che gli sforzi assiali di trazione nelle travi dei due sistemi non potevano aumentare più di determinati valori arrivando a toccare quelli di FR.

Ciò è ovviamente frutto dell'incapacità del pilastro esterno di sostenere l'aumento della tensione durante la CA.

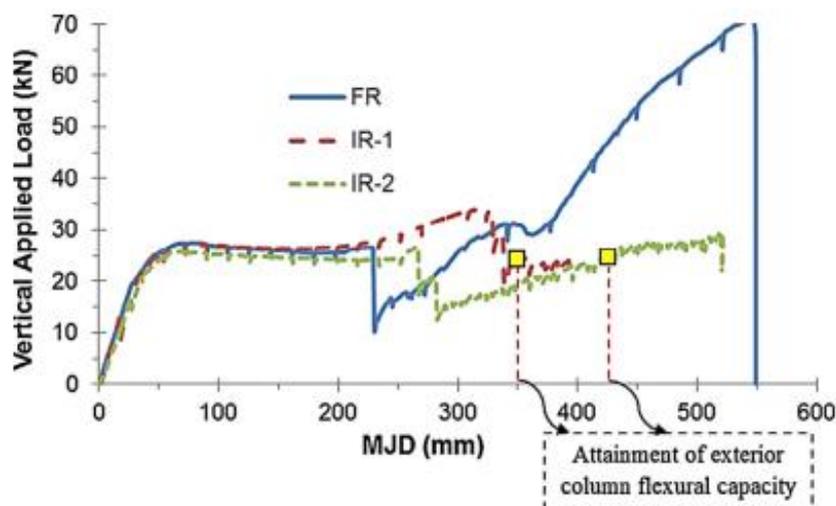


Figure 22: Carico verticale applicato-MJD di FR, IR-1 e IR-2.

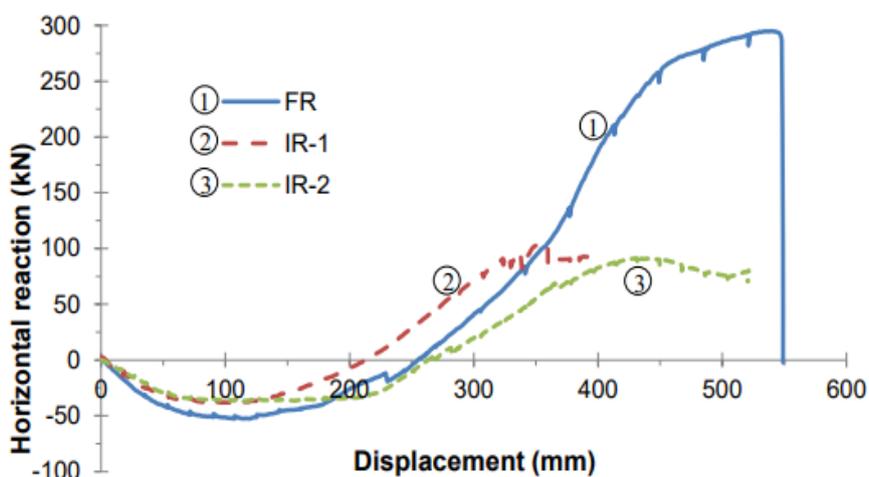


Figure 23: Transizione da comportamento flessionale-CAA a CA di FR, IR-1 e IR-2.

IR-1 e IR-2 sono stati interessati da processi di fessurazione e schiacciamento vicini a quelli di FR ma, al contrario di quest'ultimo, per questi due sistemi non si è avuto un completo sviluppo dell'azione CA e la rottura delle barre di armatura si è verificata molto prima.

Se il cedimento ultimo di FR è stato determinato dal collasso della trave, l'assenza di un vincolo orizzontale come nel caso di IR-1 oppure di entrambi come nel caso di IR-2 ha interessato, invece, il collasso del pilastro.

Se si confrontano quindi i collassi di travi e pilastri ci si rende conto dell'importanza della 'gerarchia delle resistenze': il collasso di una trave può essere accettato più di quello di una colonna.

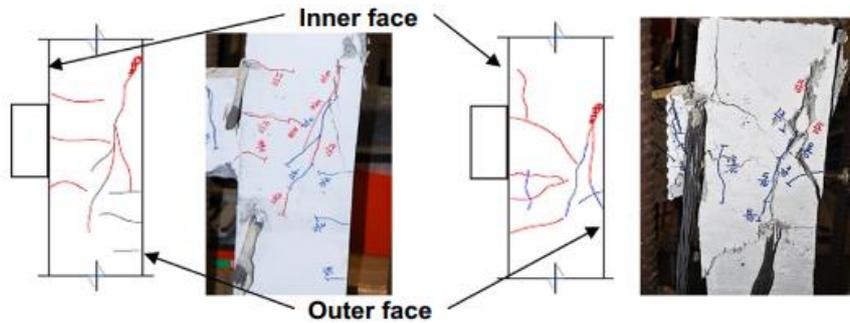


Figure 24: Fessure nei pilastri di IR-1 (sinistra) e di IR-2 (destra).

Dopo una prima fase di spinta verso l'esterno, le colonne esterne dei sistemi a vincoli imperfetti sono state rapidamente trascinate all'interno durante la fase di CA. In essa si è assistito allo sviluppo di cerniere plastiche all'interno dei nodi, e non in loro prossimità lungo la trave come si era visto per FR, FR-S e FR-R. Ciò ha influenzato significativamente l'indebolimento punti di confluenza trave-pilastro che ha generato un improvviso aumento di MJD che, sommato al cedimento del pilastro, ha determinato la modalità di collasso raffigurata di sotto:

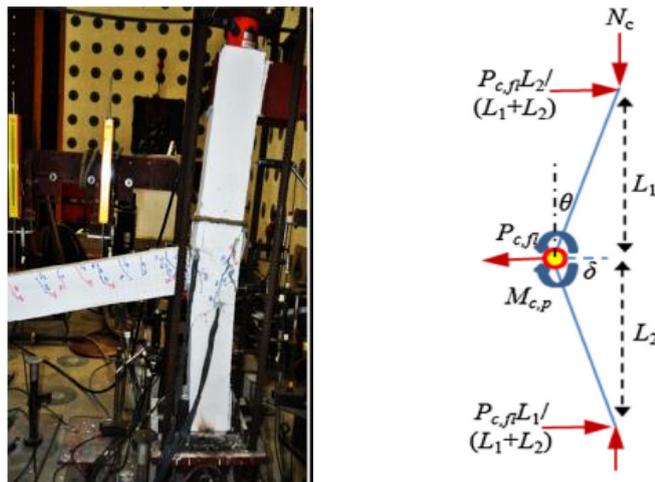


Figure 25: Collasso del pilastro dovuto a formazione di cerniera plastica nel nodo.

Se i risultati sperimentali forniscono una distorsione a taglio delle connessioni trave-pilastro trascurabile nei campioni completamente vincolati FR, FR-S e FR-R, il discorso cambia per IR-1 e IR-2 in cui essa risulta aumentata fino a quasi il triplo rispetto al campione di controllo FR.

In questi ultimi sistemi essa può essere limitata adottando la stessa configurazione delle staffe prevista dal sistema per il design sismico FR-S.

## **2.2 REN ET AL. (2016)**

I test sperimentali analizzati nel paragrafo 3.1 hanno focalizzato l'attenzione sull'evoluzione del cedimento imposto di sottotelai formati solo da sistemi trave-colonna trascurando l'effetto delle solette in cemento armato sulle prestazioni di resistenza al collasso progressivo.

È giusto tener presente che, nelle strutture reali, le solette svolgono una funzione cruciale nella redistribuzione dei carichi tramite l'ALP e, dunque, rappresentano un fattore che mitiga il rischio di collasso: queste, essendo elementi strutturali gettati monoliticamente con le travi, agiscono come elementi orizzontali per quanto riguarda il trasferimento dei carichi gravitazionali causati dalla rimozione di un pilastro.

Il comportamento strutturale delle solette, però, è un comportamento 3D che va a considerare deformazioni sia in lunghezza che in profondità. Ciò non può essere reso con Atena 2D. Per questo motivo si è passato a studiare un solo modello tra tutti quelli analizzati, il B3, perché è l'unico tra quelli trattati da Ren e dal resto degli studiosi che può essere riprodotto nello stesso modo dei sistemi proposti nel paragrafo 3.1.

Come si vedrà di seguito, il sistema B3 ha la peculiarità di avere condizioni al contorno diverse che influenzeranno il cedimento verticale e di conseguenza la funzione carico verticale applicato-MJD.

## 2.2.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE E CONFIGURAZIONE DI PROVA

La struttura prototipo è un telaio in cemento armato a sei piani progettato seguendo le normative di costruzione cinesi.

Il primo piano ha un'altezza di 4,2 m mentre i piani restanti sono alti 3,6 m. La lunghezza delle campate in entrambe le direzioni è di 6 m.

I carichi permanenti e accidentali di progetto sono rispettivamente di 5,0 kN/m<sup>2</sup> e 2,0 kN/m<sup>2</sup>. Il modello B3 è stato realizzato in laboratorio estrapolando un frame interno da questa struttura prototipo e applicando un fattore di scala riduttivo pari ad 1/3 per questioni di spazio.

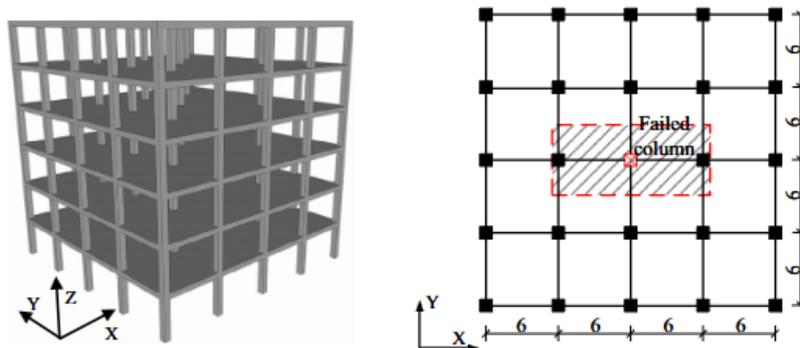


Figure 26: Struttura prototipo da cui si è estrapolato B3.

Travi e colonne della struttura sono progettate per evitare rotture dovute a sforzi di taglio e torsione: secondo le normative cinesi adoperate la deformazione rotazionale di queste membrature è affidata allo snervamento dell'armatura tesa e allo schiacciamento del cls compresso.

Il frame di riferimento da cui deriva B3 nella struttura reale è vincolato ai bordi perimetrali da solai e travi circostanti.

Nei test, affinché fosse riprodotta la condizione al contorno reale, sono state progettate due travi di confine (boundary beam) robuste.

Queste presentavano dimensioni di sezione molto più importanti rispetto a quelle strutturali soggette al cedimento imposto, costituendo così un vincolo rigido.

Ogni trave di confine è stata letteralmente incastrata a delle basi laterali di cemento armato, la cui funzione consisteva nel supportare il provino, tramite delle piastre in acciaio bullonate.

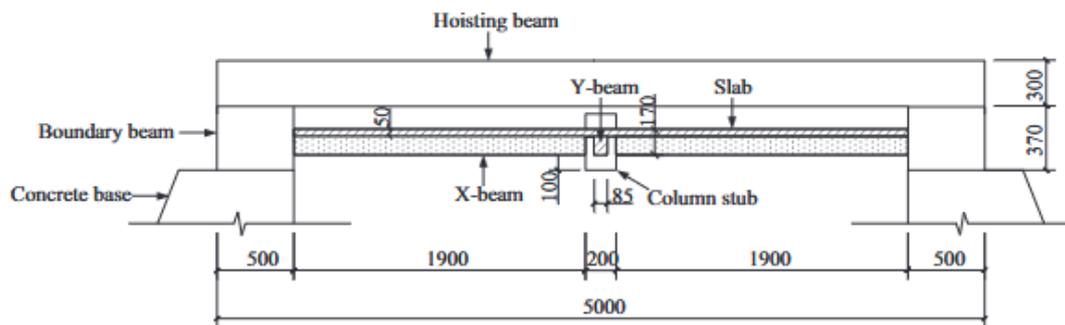


Figure 27: Schematizzazione del provino B3.

La disposizione dei ferri lungo l'asse longitudinale delle travi strutturali e le caratteristiche della sezione sono riportate di sotto:

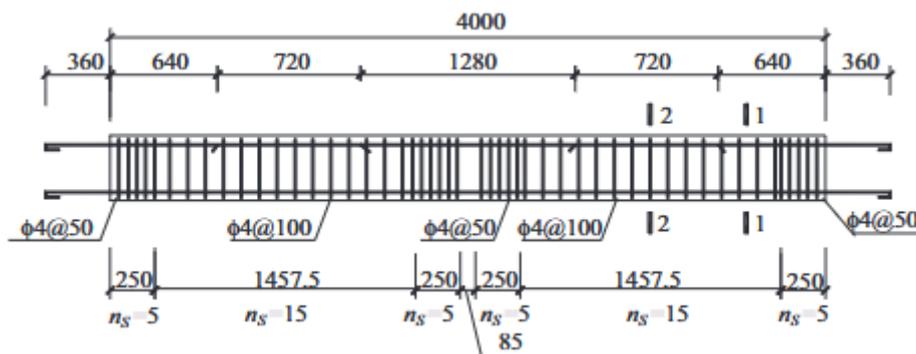


Figure 28: Disposizione longitudinale dei ferri nel provino B3.

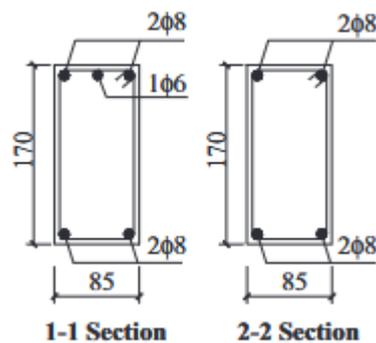


Figure 29: Caratteristiche sezionali del provino B3.

Come già detto in precedenza, per realizzare dei veri e propri incastri nei due supporti in direzione orizzontale e garantire lo spazio sufficiente per il cedimento verticale imposto del sistema B3, sono state posizionate due grandi basi in calcestruzzo fissate al pavimento.

Sulla loro sommità poggiano le boundary beam.

Quest'ultime sono state fissate alle basi di calcestruzzo con delle piastre in acciaio bullonate per limitare il più possibile rotazioni e spostamenti delle travi mantenendo il vincolo rigido.

La piastra d'acciaio nella trave di confine era di  $500 \text{ mm} \times 160 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$ , mentre quella nella base in calcestruzzo era di  $500 \text{ mm} \times 230 \text{ mm} \times 35 \text{ mm}$ .

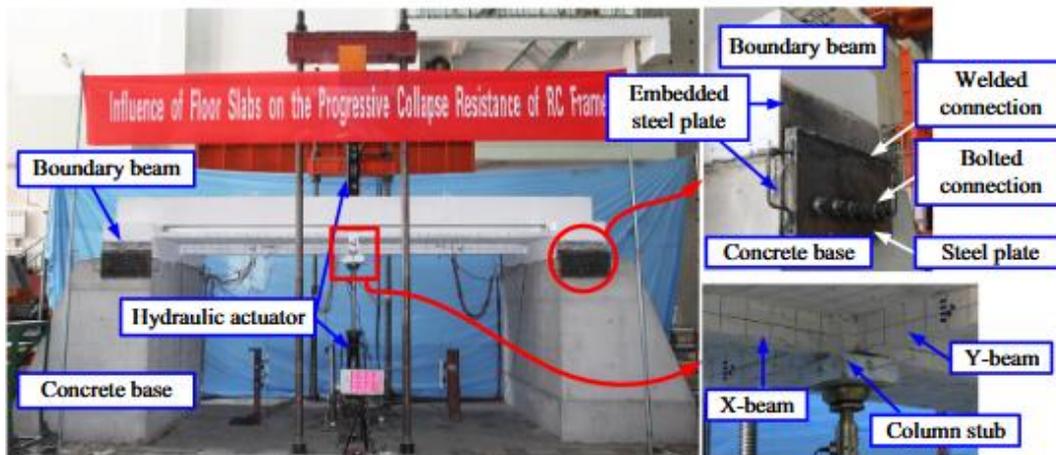


Figure 30: Setup del campione sperimentale B3.

Come negli esperimenti precedentemente visti, il punto di applicazione dell'abbassamento verticale del campione è il punto di mezzeria della colonna rimossa.

Il cedimento è stato reso possibile da due attuatori idraulici, uno posizionato di sopra e l'altro di sotto al provino.

Nella fase iniziale di ogni test, una coppia di piccole forze bilanciate inferiori a 10 kN è stata applicata simultaneamente dai due attuatori. Successivamente, mentre l'attuatore inferiore manteneva una forza costante ridotta, quello superiore applicava un incremento di forza graduale.

Questo cedimento controllato è stato adottato nel test con una velocità di caricamento di 2 mm/min per il meccanismo a trave e 4 mm/min per il meccanismo a catenaria.

Questa modalità di analisi ha consentito quindi di arrivare ad un campo deformativo notevole e continuo nel tempo, permettendo di determinare la capacità resistente del campione.

Le proprietà dei materiali adoperati sono riportate nelle seguenti tabelle:

Specimen dimensions	Elastic modulus, $E_c$ (GPa)	Tensile strength, $f_t$ (MPa)	Compressive strength, $f_c$ (MPa)
150 mm (cubic)	32,5	2,8	32,5

*Table 4: Proprietà meccaniche del calcestruzzo.*

Rebar type	Nominal diameter (mm)	Yield strength, $f_y$ (MPa)	Elastic modulus, $E_s$ (MPa)	Ultimate strength, $f_u$ (MPa)	Ultimate strain, $\epsilon_u$ (%)
R4	4	618	200000	715	25
R6	6	387	200000	475	25
R8	8	390	200000	468	30
T10	10	370	200000	560	11

*Table 5: Proprietà meccaniche dell'acciaio.*

## 2.2.2 RISULTATI SPERIMENTALI

Contrariamente ai risultati sperimentali ottenuti dai test condotti da Lim di cui si è discusso nel paragrafo precedente, il grafico raffigurante la relazione carico verticale applicato-MJD del campione è rappresentato da una funzione avente una forma totalmente diversa.

Questo perché le condizioni al contorno imposte da Ren e dagli altri ricercatori sono molto rigide. La curva rappresentante l'evoluzione del collasso progressivo del provino B3 è raffigurata di seguito:

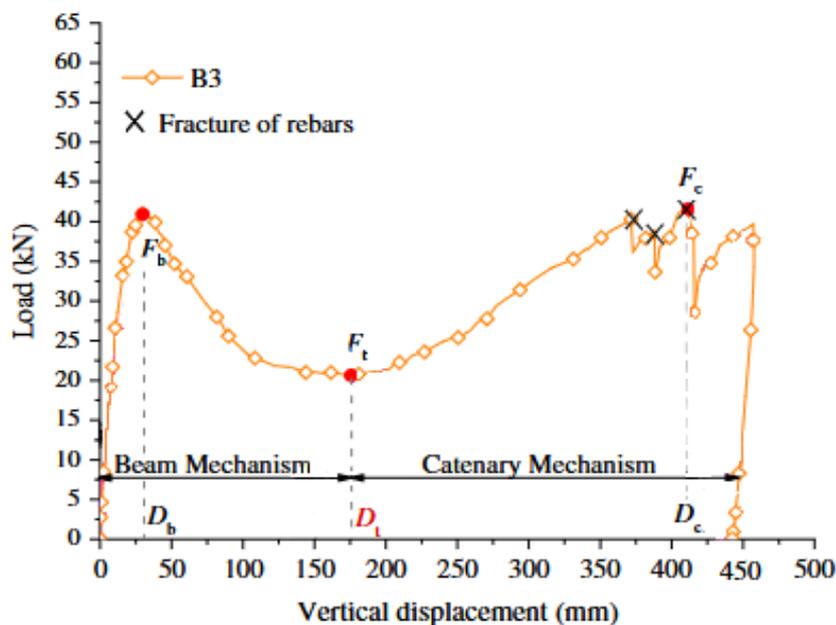


Figure 31: Carico verticale applicato-MJD di B3.

La risposta meccanica dei provini può essere sintetizzata in tre fasi:

- fase iniziale: nel regime di piccole deformazioni, il carico è assorbito dalla capacità flessionale della trave e nel campione si sviluppa un meccanismo ad arco compresso (CAA). In questa fase si ha completa partecipazione del calcestruzzo. Questa caratteristica carico-deflessione è tipicamente indicata come 'meccanismo a trave';
- fase di transizione: passaggio da comportamento flessionale-CAA a comportamento a catenaria a circa 175 mm di abbassamento ( $D_t, F_t$ );
- fase finale: oltre i 175 mm si sfocia nel regime di grandi deformazioni, in cui la capacità resistente della struttura viene affidata completamente all'acciaio delle armature che lavorano in trazione. In questa parte di

processo di carico si ha uno scarso contributo, anzi quasi nullo del calcestruzzo.

I punti salienti del grafico che illustrano l'evoluzione del collasso progressivo sono riportati nella tabella sottostante:

B3	
$F_b$ (kN)	41
$F_t$ (kN)	21
$F_c$ (kN)	42
$F_c/F_b$	1.02

*Table 6: Punti salienti del processo di carico di B3.*

Come per i campioni analizzati in precedenza, il processo di fessurazione si è sviluppato prima in prossimità dei nodi (sia esterni che quello monco in mezzeria) per poi prendere piede lungo tutta la trave.

Ai primi piccoli spostamenti a cui il B3 è stato sottoposto si sono osservate fessurazioni flessionali nella parte inferiore delle sezioni C e D e nella parte superiore delle Sezioni A e F.

Quando il cedimento imposto è andato progredendo arrivando a toccare i 45 mm di abbassamento, il cls è andato incontro allo schiacciamento nella parte superiore della Sezione D.

Come mostra, infatti, la curva di carico, lo spostamento a 45 mm è maggiore di  $D_b$ , corrispondente al primo picco  $F_b$ . A causa del crushing del cemento la capacità flessionale delle estremità della trave è quindi diminuita progressivamente determinando una diminuzione della resistenza dell'elemento strutturale.

Quando si è arrivato a 175 mm, il calcestruzzo era completamente schiacciato e distaccato sul lato in compressione delle Sezioni A, F, C e D.

Da qui in poi entra in gioco la capacità resistente delle armature di acciaio: il meccanismo a trave è stato sostituito quello a catenaria.

È proprio in questo momento del processo di carico-deformazione che la resistenza della trave ha iniziato di nuovo ad aumentare.

Con l'aumentare dell'abbassamento verticale imposto, le fratture di trazione si sono progressivamente estese all'intera lunghezza: ad un valore di cedimento pari a 370 mm e ad un secondo valore successivo di 380 mm, le due barre inferiori dell'armatura nella Sezione A e F si sono danneggiate.

Questo ha causato un'improvvisa caduta della curva carico-spostamento e una notevole rotazione delle sezioni in prossimità dei nodi esterni rispetto a quelle vicino al nodo di mezzeria. Il processo di carico è proseguito fino a uno spostamento di 447 mm.

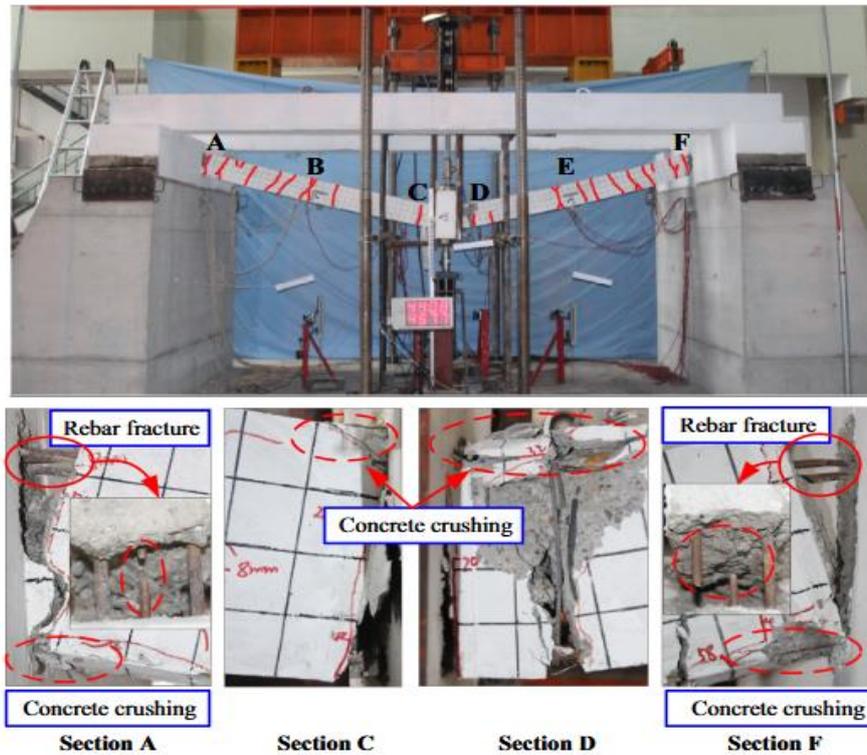


Figure 32: Processo di fessurazione di B3.

## 2.3 YU E TAN (2013)

Anche gli studi condotti dai ricercatori Jun Yu e Kang Hai Tan della Nanyang University di Singapore si sono concentrati sulle indagini sperimentali riguardanti l'incremento della resistenza strutturale per mezzo dell'azione a catenaria in scenari di rimozione di colonne.

I sistemi campioni sono tre telai in calcestruzzo armato: il primo provino è stato realizzato seguendo le normative dell'American Concrete Institute (ACI) 318-05, mentre gli altri due sono stati realizzati con tecniche di progettazione speciali; infatti, il secondo presenta due rinforzi di armatura longitudinali nella mezzera della sezione della trave e per il terzo è stata prevista l'introduzione di cerniere parziali a una profondità di trave di distanza dalle interfacce dei nodi adiacenti.

Come per i test sperimentali precedentemente visti, anche questi sono finalizzati a mostrare come le tecniche di progettazione speciali vanno ad influenzare la risposta strutturale dei telai, in particolare come vanno ad agire sulla capacità rotazionale dei nodi trave-colonna.

Inoltre, le risposte statiche non lineari ottenute dai test sono state utilizzate per valutare la resistenza al collasso progressivo dei tre provini considerando l'effetto dinamico.

Dal momento che il comportamento a catenaria si manifesta solo nel campo di grandi deformazioni, evento abbastanza raro e singolare negli edifici, è necessario dunque effettuare prove sperimentali.

Si è visto come sia il comportamento a trave, caratterizzato dalla capacità flessionale della trave e dall'azione ad arco compresso (CAA), sia il comportamento a catenaria possono massimizzare la resistenza strutturale dei sottosistemi in cemento armato. In particolare, quest'ultimo.

È importante specificare che l'obiettivo di questi test sperimentali è quello di evidenziare i benefici che l'azione catenaria riesce a conferire alla struttura, non solo dal punto di vista di aumento di resistenza rispetto a quello dato dalla CAA, ma anche dal punto di vista di incremento della capacità rotazionale delle travi.

Ciò sta a significare che essa riesce a sfruttare al massimo le riserve plastiche dei campioni rappresentando, dunque, una soluzione estremamente vantaggiosa in termini economici per quanto riguarda il design strutturale e allo stesso tempo un fattore fondamentale per la mitigazione del rischio il collasso progressivo degli edifici.

### 2.3.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE E CONFIGURAZIONE DI PROVA

I tre sottosistemi riprodotti in laboratorio da Yu e Tan sono stati prelevati da frame perimetrali di un edificio civile in cemento armato a tre piani.

È stato scelto di prelevare i campioni da un frame perimetrale poiché questi non sono altro che quelli più esposti a rischi causati da eventi eccezionali, come esplosioni.

Tutti e tre i sistemi sono costituiti da due colonne laterali, una trave a due campate, il nodo in mezzera della trave di cui sono stati monitorati i cedimenti imposti e i prolungamenti di trave che fungono da vincoli laterali. Per motivi di spazio in laboratorio sono stati tutti scalati di un fattore di scala di 1:3.

Nonostante le costruzioni progettate per sostenere carichi sismici dominanti sono caratterizzate dalla capacità di limitare il fenomeno del collasso progressivo, non risulta essere economicamente vantaggioso progettarle introducendo nelle analisi strutturali forze laterali dominanti poiché questo è un evento con probabilità di accadimento molto bassa.

Pertanto, se si vuole eseguire uno studio serio riguardo questa tipologia di crollo, allora bisogna spostare l'attenzione su edifici il cui design verte su carichi gravitazionali dominanti in zone non sismiche: essi sono più esposti al collasso progressivo ed è dunque indispensabile ricorrere ad un approccio di progettazione economicamente ottimale per impedirne l'accadimento.

Per i tre sottotelai analizzati le colonne presentano la stessa sezione quadrata di lato pari a 250 mm e la stessa percentuale di barre di acciaio, come illustrato di seguito:

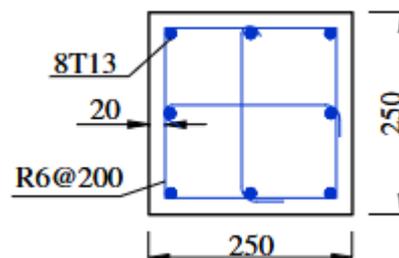


Figure 33: Sezione trasversale delle colonne dei sistemi.

Le travi presentano sezione costante (150 mm di larghezza  $\times$  250 mm di altezza), medesima lunghezza di 2750 mm di luce, e stessi rapporti di armatura inferiore e

superiore nelle regioni nodali rispettivamente pari allo 0,82% e all'1,24%, ma ciò che le differenzia, e che contraddistingue dunque i campioni, è la disposizione dei rinforzi longitudinali all'interno delle stesse che vanno a costituire i dettagli particolari di progetto.

Il sistema F1-CD per il design non sismico è stato progettato tenendo conto delle normative stabilite dall'American Concrete Institute (ACI) 318-05.

Le barre di acciaio T13 sono dei rinforzi longitudinali nervati a caldo con un'alta resistenza nominale allo snervamento e diametro nominale di 13 mm mentre le staffe R6 sono rinforzi verticali aventi bassa resistenza nominale allo snervamento e un diametro nominale di 6 mm. In F1-CD, l'interasse delle staffe era di 100 mm lungo l'intera trave e di 200 mm nelle colonne:

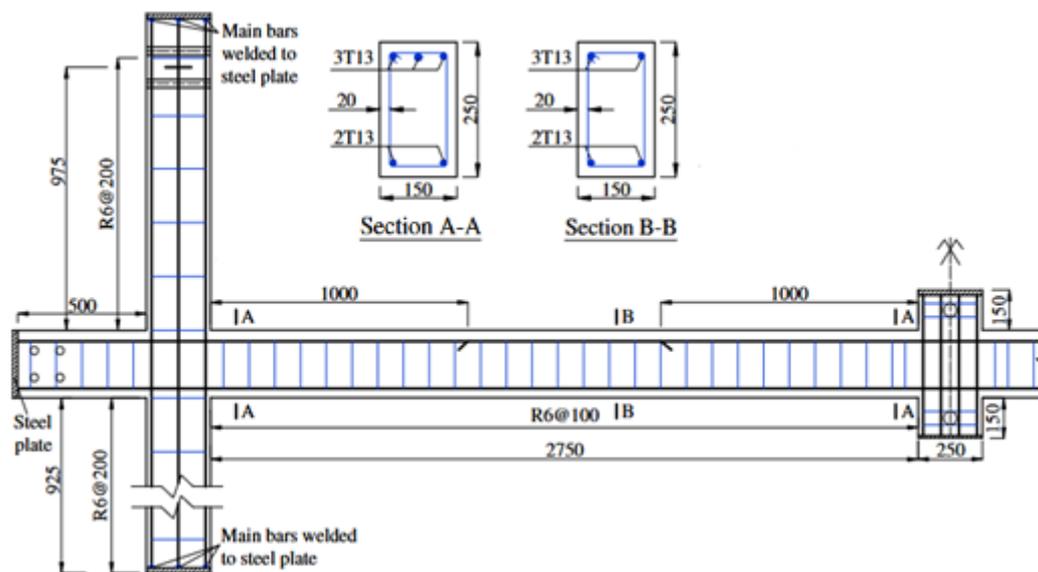


Figure 34: Rappresentazione del sistema F1-CD.

Passando al campione F2-MR, si nota come questo abbia lo stesso e identico sistema di membrature di F1-CD, ma in più a quest'ultimo presenta due rinforzi longitudinali T10 a metà altezza delle sezioni trasversali che vanno a svilupparsi lungo tutta la trave a due campate. La sigla MR sta ad indicare lo strato intermedio di armatura 'Middle Reinforcement'.

La risposta strutturale di questo sistema, come vedremo nei paragrafi successivi, è nettamente migliore di quella di F1-CD poiché le 2T10 vanno ad incrementare la resistenza ai carichi gravitazionali e ampliano il dominio rotazionale del nodo trave-pilastro. Lo schema del F2-MR è rappresentato di seguito:

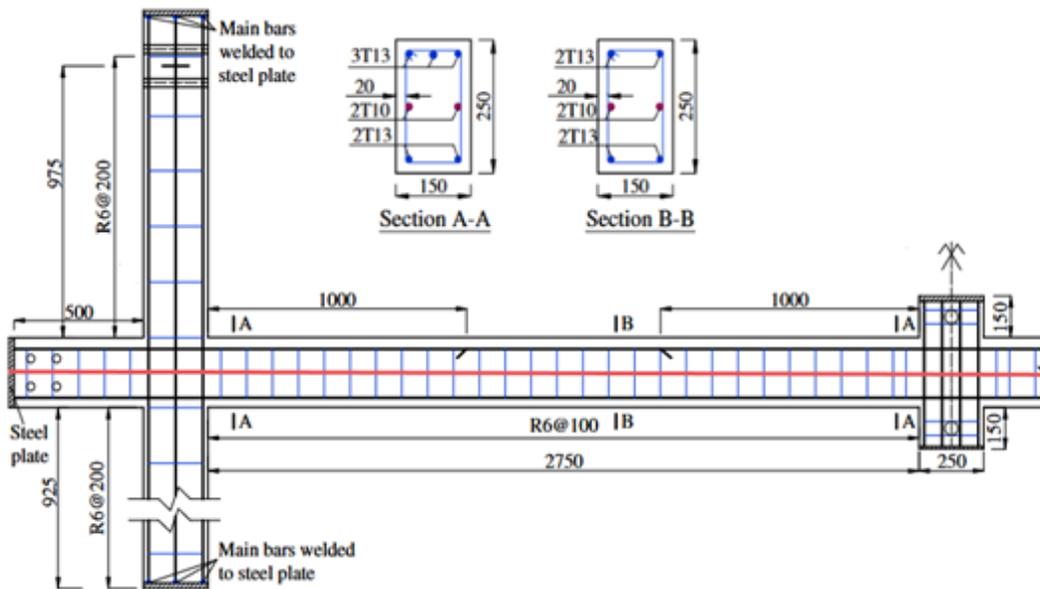


Figure 35: Rappresentazione del sistema F2-MR.

Il provino F4-PH, in cui la denotazione PH indica ‘Partial Hinge’ (cerniera parziale), è stato progettato con dei dettagli a perno nelle prossimità di ciascun nodo trave-colonna affinché fosse garantita grande capacità rotazionale della trave e dunque uno sviluppo ottimale dell'azione catenaria con una ridotta o nulla frattura prematura delle barre longitudinali. Esso si diversifica dai primi due campioni sperimentali non solo per i perni, ma anche per la distribuzione delle staffe lungo a trave che richiama quella già vista per i campioni destinati al design sismico come, ad esempio, FR-S. Le staffe entro 500 mm dalle interfacce dei nodi hanno un'interasse delle staffe di 50 mm per poi arrivare ad avere uno spacing di 100 mm. Le cerniere parziali sono state progettate in modo che le deformazioni plastiche si concentrassero nelle loro regioni, aumentando la capacità di rotazione della trave a due campate.

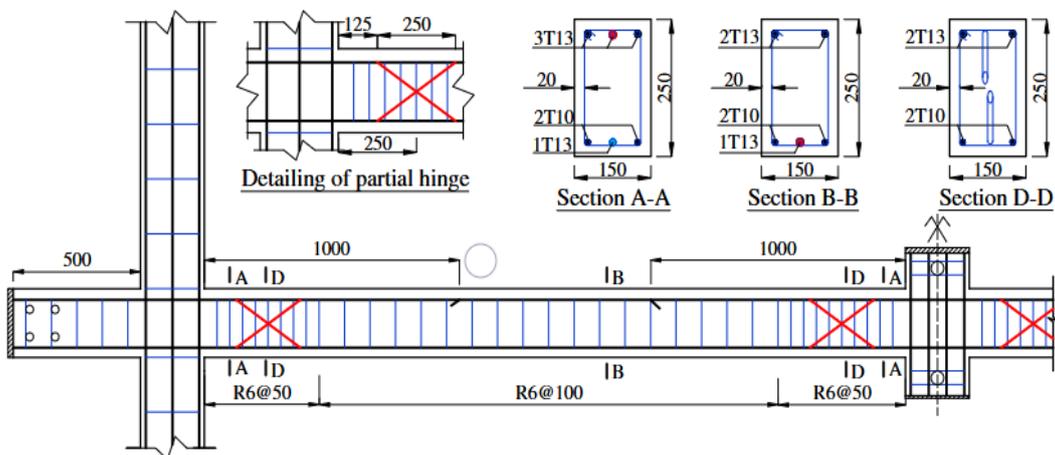
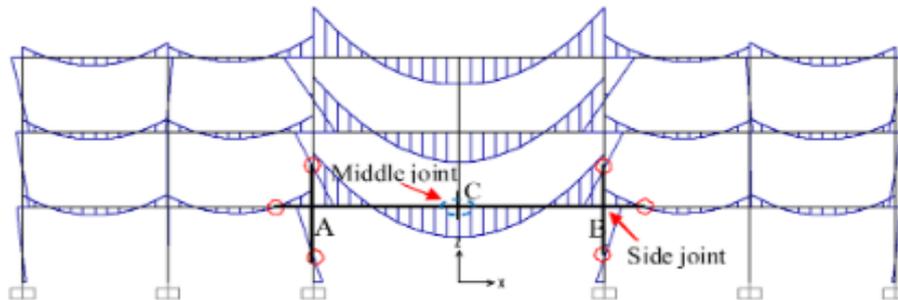


Figure 36: Rappresentazione del sistema F4-PH.

Per comprendere come è stato concepito il setup degli esperimenti in laboratorio bisogna partire dallo schema raffigurante la distribuzione del momento flettente in un frame in cui viene rimosso un pilastro:



*Figure 37: Andamento del momento flettente in un frame da cui è stato eliminato un pilastro.*

Tutti quei punti di controflessione messi in risalto dai cerchi in rosso nello schema delimitano la geometria dei sistemi riprodotti in laboratorio.

Essi rappresentano quelle sezioni negli elementi strutturali aventi momento flettente nullo (e dunque rotazione libera) e per questo motivo, quando si estrae una parte di frame, si deve immaginare di ‘tagliare’ il sistema proprio in queste sezioni andando a collocare in esse dei vincoli rotazionali.

Poiché porre delle semplici cerniere nella parte superiore delle due colonne laterali avrebbe significato introdurre nel telaio un vincolo capace di trasferire con estrema difficoltà i carichi verticali verso l'alto, è stato scelto di adoperare un vincolo orizzontale formato da due connessioni cerniera-cerniera per ancorare le estremità superiori delle due colonne a una parete di reazione e a un telaio in acciaio a forma di A (AF). Queste connessioni fungevano da vincoli interpiano nel contesto di un edificio multipiano.

Stessa tipologia di vincoli sono stati previsti per entrambi i prolungamenti laterali della trave, che sono stati ancorati come le colonne alla parete di reazione e al telaio in acciaio AF, rappresentando le azioni assiali esercitate da elementi strutturali adiacenti sul telaio estratto.

Ad ogni vincolo cerniera-cerniera è stata installata una cella di carico (load cell) per misurare la corrispondente forza di reazione orizzontale di trazione o di compressione.

Nei punti di controflessione delle due colonne, invece, sono state introdotte delle cerniere esterne realizzate grazie a delle connessioni rotazionali a perno fissati al pavimento: queste vere e proprie basi delle colonne consentono di trasferire i carichi verticali al suolo.

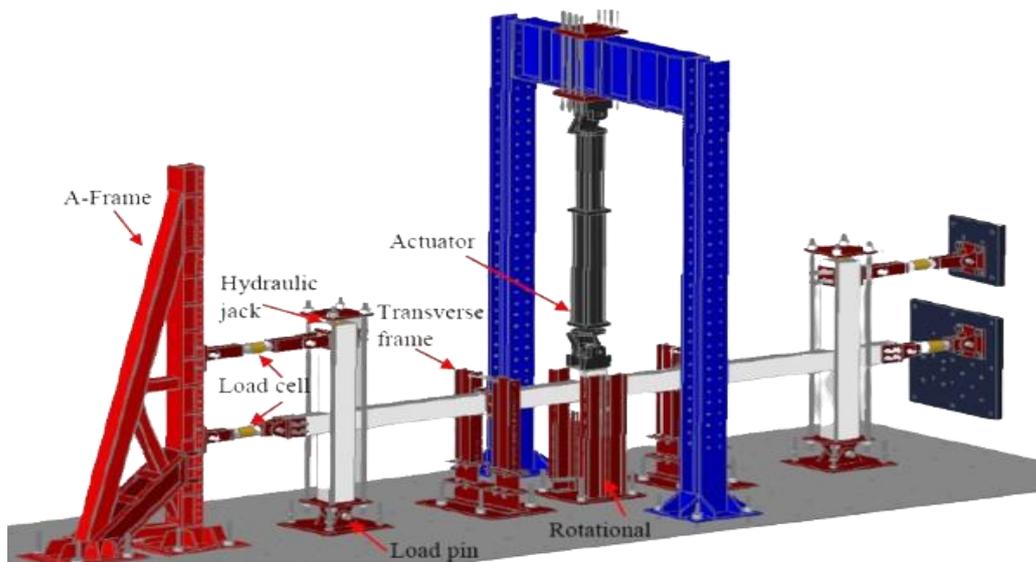
Una volta costruita fisicamente la struttura di ciascun sistema sperimentale e dopo aver riprodotto le condizioni al contorno, si è passati alla riproduzione del processo di carico.

Per ciascun test gli sforzi di compressione nei due pilastri sono stati definiti rispettivamente pari a  $0,6 f'_c$  per la colonna vicino la parete di reazione e di  $0,4 f'_c$  verso il telaio AF tramite l'uso di quattro barre in acciaio ad alta resistenza che collegavano una piastra d'acciaio superiore al supporto inferiore a cerniera. Quando il martinetto idraulico veniva messo in moto per attuare uno sforzo assiale, lo spostamento verso l'alto della piastra d'acciaio superiore veniva impedito dalle quattro barre d'acciaio che, conseguentemente, erano soggette a trazione affinché venisse bilanciato lo stato tensionale compressivo applicato in una colonna laterale.

L'applicazione di un carico uniformemente distribuito su una trave è più realistica in scenari di collasso progressivo.

Per quanto riguarda il giunto centrale, il carico verticale è stato imposto tramite un attuatore idraulico che reagiva contro un telaio portale in acciaio. La velocità di applicazione del carico è stata imposta pari a  $0,1 \text{ mm/s}$  fino alla rottura del provino. Due telai trasversali (transverse frame) più piccoli sono stati installati su entrambi i lati del giunto centrale per prevenire il movimento fuori piano del provino.

Infine, per la raccolta dei dati, sono stati installati trasduttori di spostamento lineare e LVDT per il monitoraggio dei profili di deflessione e delle rotazioni dei nodi ad ogni step di carico.



*Figure 38: Test setup.*

Le proprietà dei materiali sono riportate nelle tabelle sottostanti:

Specimen dimensions	Elastic modulus, $E_c$ (GPa)	Tensile strength, $f_t$ (MPa)	Compressive strength, $f_c$ (MPa)
150 mm (dia.) x 300 mm (height)	30,5	2,3	29,7

*Table 7: Proprietà meccaniche del calcestruzzo.*

Rebar type	Nominal diameter (mm)	Yield strength, $f_y$ (MPa)	Elastic modulus, $E_s$ (MPa)	Ultimate strength, $f_u$ (MPa)	Ultimate strain, $\epsilon_u$ (%)
R6	6	442	209397	513	25
T10	10	520	187090	595	13,7
T13	13	488	170125	586	11

*Table 8: Proprietà meccaniche dell'acciaio.*

## 2.3.2 RISULTATI SPERIMENTALI

Come constatato in precedenza, la risposta strutturale nei confronti del collasso progressivo dei tre telai in calcestruzzo armato è descritta dalla relazione carico verticale applicato-MJD (middle joint displacement).

I risultati sperimentali ottenuti grazie ai trasduttori di spostamento lineare hanno fornito i seguenti andamenti della storia di carico di ciascun provino:

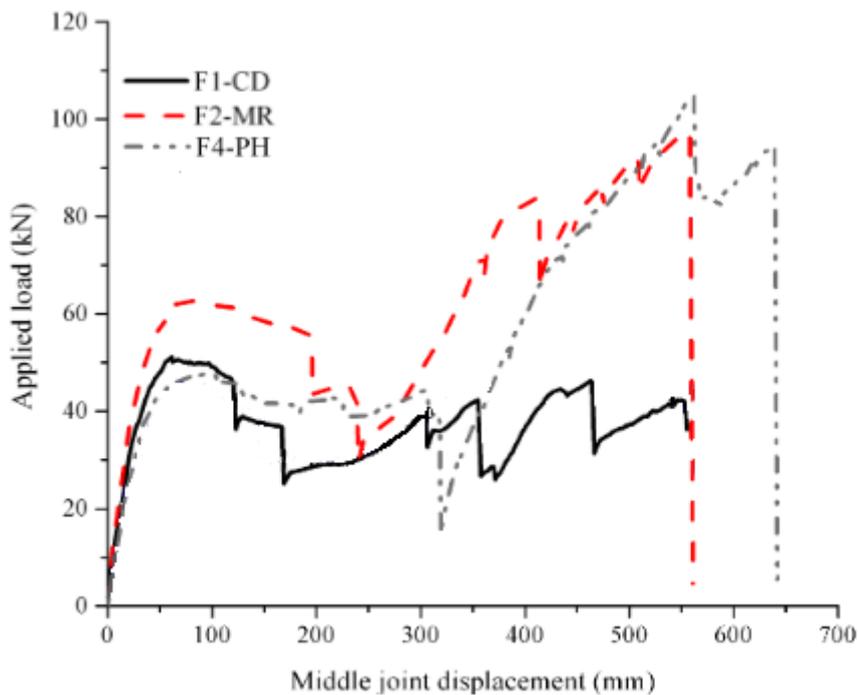


Figure 39: Carico verticale applicato-MJD di F1-CD, F2-MR e F4-PH.

I risultati sperimentali hanno trascurato il peso proprio dei campioni.

Come suggerisce la figura, l'andamento generale delle curve carico-deflessione relative ai tre campioni è molto simile: inizialmente, all'incremento del MJD corrispondeva un aumento del carico applicato fino al raggiungimento di un valore massimo, poi seguivano delle brusche cadute di tensione rappresentanti la rottura delle armature longitudinali inferiori della trave in prossimità del nodo centrale monco per proseguire, successivamente, con una seconda fase di ripresa della capacità resistente.

Quel che più interessa, però, è come varia lo sforzo assiale nelle travi in funzione del carico verticale applicato instaurando un confronto tra il sistema di riferimento

F1-CD e gli altri due progettati con dettagli costruttivi speciali elencati in precedenza.

Il seguente grafico ci spiega come sia la compressione che la trazione della trave siano state mobilitate durante il processo di carico; tuttavia, la fase in compressione si è rivelata nettamente inferiore rispetto alla seconda per ciascun provino:

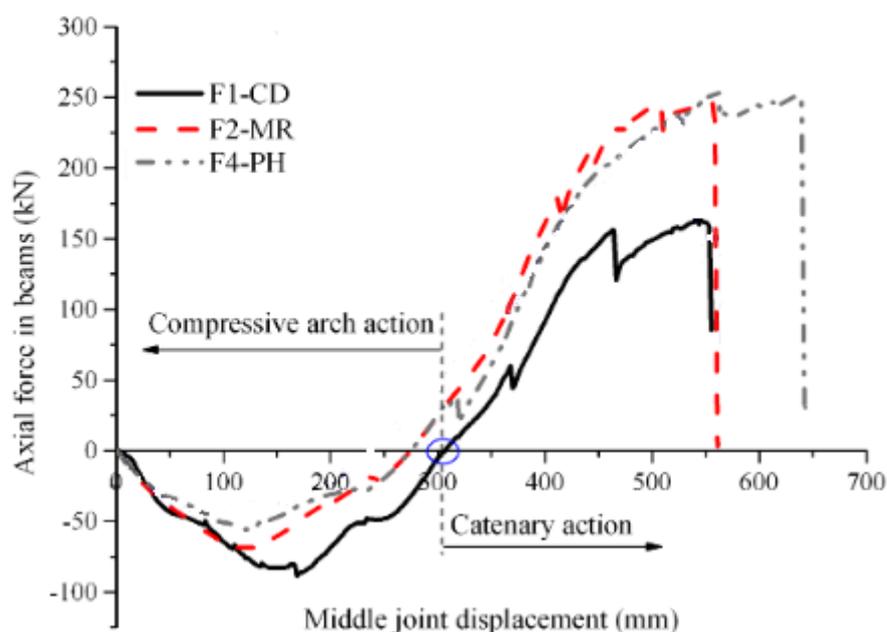


Figure 40: Transizione da comportamento flessionale-CAA a CA di F1-CD, F2-MR e F4-PH.

Il campione F1-CD presenta un comportamento a trave abbastanza esteso rispetto a F2-MR e F4-PH con inizio di regime a catenaria approssimativamente intorno ai 300 mm di MJD. A causa della frattura consecutiva delle barre d'armatura, l'azione catenaria non è riuscita ad aumentare di troppo la resistenza strutturale risultando quindi abbastanza limitata.

Contrariamente a F1-CD, i campioni con dettagli costruttivi speciali presentano un comportamento a catenaria molto più esteso e soprattutto anticipato: per F2-MR e F4-PH la transizione da compressione a trazione si ha per un abbassamento del nodo centrale pari a 275 mm.

Per questi ultimi due sistemi l'azione catenaria è andata ad influire positivamente anche sulla resistenza strutturale delle travi innalzandola a valori molto alti come 250 kN contro gli appena 150 kN di F1-CD.

Le capacità deformative dei due sistemi con dettagli costruttivi speciali erano maggiori rispetto a quella del campione di riferimento: ciò sta a significare che le

due barre longitudinali lungo tutta la mezzeria della trave utilizzate per F2-MR e la cerniera parziale in F4-PH hanno permesso una maggiore capacità di rotazionale dei nodi strutturali trave-colonna.

I risultati ottenuti dai test in laboratorio hanno evidenziato come un maggiore rapporto di armatura incida positivamente sulla capacità flessionale della trave e dei nodi e sul comportamento a catenaria allargandone il dominio, ma allo stesso tempo va a penalizzare la resistenza nel comportamento ad arco compressivo (CAA).

Come ci si può aspettare, il processo fessurativo ricorda quello dei sistemi studiati precedentemente in cui, durante l'intera fase di carico di ciascun campione di telaio, si è avuta un'ampia concentrazione di fessure in prossimità dei collegamenti trave-colonna accompagnata da schiacciamento e distacco del calcestruzzo in compressione e la rottura delle barre d'armatura longitudinali tese del nodo centrale.

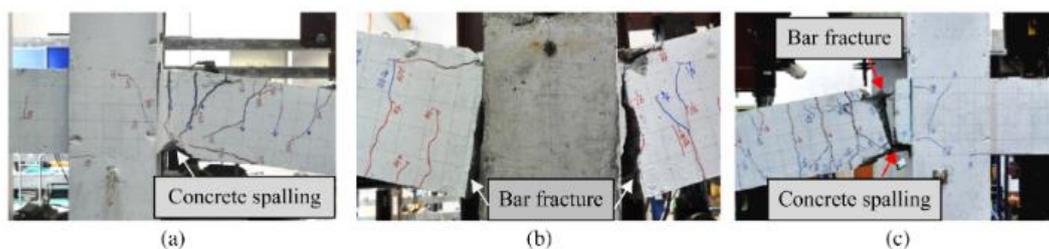
Imponendo un cedimento verticale nel nodo centrale di F1-CD, le sollecitazioni agenti in esso sono state lo sforzo normale di compressione e il momento flettente positivo.

A causa della disparità della percentuale di armatura superiore e inferiore all'interno della sezione (armatura tesa 2T13 rispetto a quella compressa 3T13) e alla discontinuità geometrica alle interfacce dei nodi, quando si è giunti ai primi valori di abbassamento si è manifestata la frattura delle barre tese con conseguente distacco di cls.

Allo stesso modo, anche le connessioni laterali sono state interessate da un meccanismo di fessurazione più o meno simile: se il nodo più vicino ad AF è stato soggetto sia a rottura delle armature con lo spalling del calcestruzzo, l'altro nodo esterno vicino alla parete di reazione ha subito solo quest'ultimo fenomeno riguardante il cls.

Ciò ha permesso una rotazione del nodo centrale monco del sistema strutturale, anche se leggermente asimmetrica.

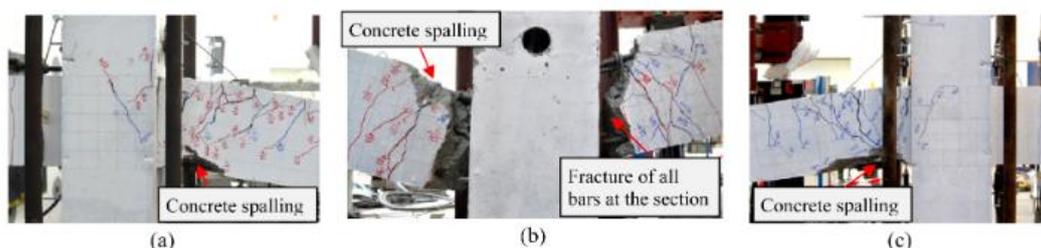
Proseguendo la prova andando quindi nel campo delle grandi deformazioni, l'azione catenaria ha generato ulteriori fessurazioni diffuse lungo tutta la trave:



*Figure 41: (a) spalling del cemento nel nodo vicino la parete di reazione; (b) fratture nelle barre di acciaio nel nodo centrale; (c) spalling del cemento e frattura delle barre tese nel nodo vicino AF.*

Il campione F2-MR, presentando due armature aggiuntive longitudinali in mezzeria della sezione, ha mostrato lo stesso pattern fessurativo ma è stato caratterizzato da una maggiore capacità rotazionale del campione, una maggiore capacità resistente durante il comportamento flessionale-CAA e un netto anticipo di quello a catenaria.

La distribuzione delle fessurazioni lungo la trave è risultata più estesa, anche se l'aggiunta di percentuale di armature ha anche portato ad una maggiore frantumazione del conglomerato cementizio nelle connessioni:



*Figure 42: (a) spalling del cemento nel nodo vicino la parete di reazione; (b) fratture di tutte le barre di acciaio nel nodo centrale; (c) spalling del cemento nel nodo vicino AF.*

L'attenzione di queste prove, però, è stata rivolta principalmente a F4-PH per comprendere come le cerniere parziali vanno ad incidere sulla capacità rotazionale della trave e dei nodi del sottosistema.

Per capire la risposta strutturale di F4-PH bisogna prima aprire una breve parentesi sul concetto di 'sistema a traliccio' e su come questo modello illustri al meglio il modo con cui le cerniere parziali riescano a trasferire le sollecitazioni.

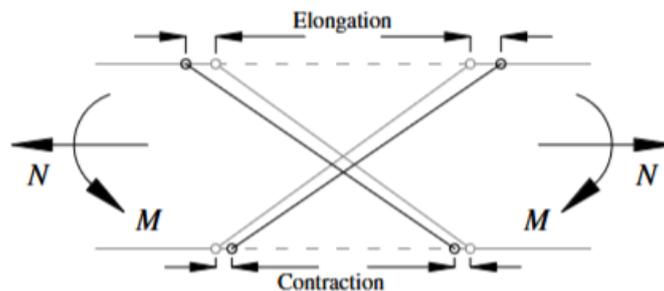
Viene definito ‘sistema a traliccio’ una struttura reticolata di aste collegate tra loro tramite cerniere nei nodi in maniera tale che gli unici sforzi trasmessi siano quelli assiali di trazione o compressione.

In esso viene impedita la nascita di importanti sollecitazioni dovute a momento flettente.

Come si può notare dalla rappresentazione di F4-PH riportata nel paragrafo 3.3.1 le aste inclinate incrociate delle partial hinges lavorano proprio come le aste diagonali di un traliccio: quando al sottotelaio è imposto un cedimento verticale nel nodo centrale generando una curvatura della trave, si verificano allungamenti delle aste nella parte in trazione e contemporaneamente accorciamenti nella parte compressa.

Questo meccanismo consente di distribuire le forze interne in maniera ottimale, riducendo i momenti nei nodi e garantendo un comportamento strutturale più flessibile.

Inoltre, la presenza di cerniere parziali nei nodi consente alle aste di adattarsi meglio ai carichi applicati, evitando la formazione di momenti indesiderati e permettendo una maggiore efficienza strutturale.



*Figure 43: Comportamento a traliccio delle barre di armatura delle cerniere parziali.*

Come per gli altri provini, il processo fessurativo iniziale ha riguardato inizialmente lo sviluppo delle fessure in quelle parti di trave tese in prossimità dei nodi.

Quel che cambia per questo sottotelaio sperimentale sta nel fatto che, con il proseguire della prova di carico, entrando nel campo di grandi spostamenti, si è ottenuta una rotazione importante molto più ampia rispetto a quella dei due sistemi precedentemente visti.

L'influenza della cerniera sulla capacità rotazionale, in realtà, la si nota già intorno a valori pari a 300 mm, il che significa che il comportamento a traliccio del dettaglio costruttivo introdotto nel sistema agisce fin da subito.

In questo modo il comportamento a catenaria del sistema viene privilegiato.

Grazie, dunque, a questa notevole curvatura della trave, nelle connessioni trave-colonna più esterne di F4-PH non si è verificata nessuna rottura delle barre di acciaio, solo lo schiacciamento del cls per valori superiori a 600 mm.

Le fratture in queste sezioni esterne, infatti, non risultano accentuate come quelle ottenute per i primi due casi studio e danno un'idea di come questo dettaglio costruttivo accostato ad una disposizione delle stirrup praticamente uguale al sistema FR-S progettato in accordo al design sismico sia un ottimo connubio per ottenere un sistema robusto.

Al contrario, nel nodo centrale, si è avuto non solo il distacco del cemento in zona tesa ma, sempre in essa, anche la completa rottura dei rinforzi longitudinali.

Di seguito viene illustrato il pattern fessurativo dei nodi esterni (immagini contornate in rosso) e del nodo centrale in relazione ai vari punti della curva sperimentale:

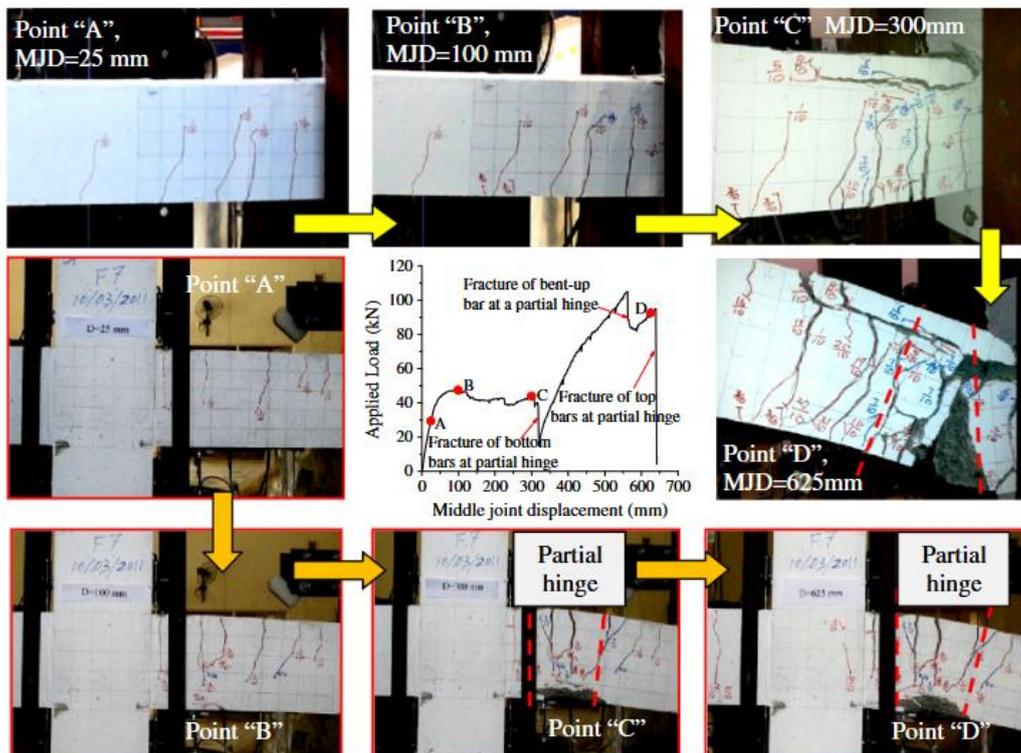


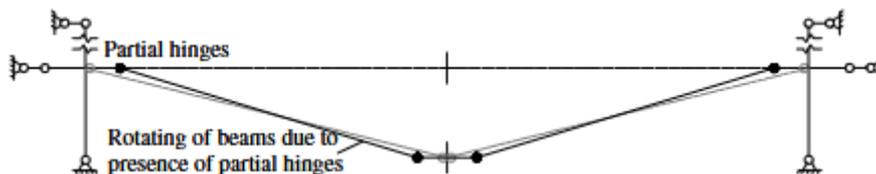
Figure 44: Processo fessurativo di F4-PH.

Per concludere, i risultati sperimentali hanno confermato come i dettagli costruttivi speciali adottati conferiscano al frame un marcato miglioramento della sua resistenza nei confronti del collasso progressivo.

Sebbene nel campione con dettaglio convenzionale F1-CD l'azione catenaria sia stata attivata, essa non si è rivelata sufficiente a garantire l'aumento desiderato della resistenza strutturale oltre la capacità ad arco compresso (CAA).

Questo impedimento si è avuto a causa delle immediate e consecutive rotture dei rinforzi in acciaio avvenute in valori relativamente piccoli di MJD, confermando la tesi espressa nell'UFC 4-023-03 (DoD 2010) secondo cui le barre di armatura nelle travi potrebbero non essere in grado di funzionare efficacemente come legature a causa della limitata capacità di rotazione delle connessioni trave-colonna.

Nei sottotelai F2-MR e F4-PH, al contrario, si sono ottenute le desiderate capacità deformative dovute al netto miglioramento dell'azione catenaria grazie ai dettagli costruttivi speciali: per il primo lo strato aggiuntivo di armatura intermedia ha agito come elemento strutturale in grado di assorbire maggiori sollecitazioni di trazione, mentre per il secondo si sono verificate un notevole incremento della capacità rotazionale delle connessioni trave-colonna grazie ad un perno nelle cerniere parziali e una riduzione della lunghezza effettiva dei segmenti di trave sottoposti a rotazione rigida (come rappresentato dalla figura di sotto) che hanno permesso il trasferimento di sforzi di trazione maggiori nella fase di azione catenaria.



*Figure 45: Riduzione della lunghezza effettiva di travi soggette a rotazione rigida in F4-PH.*

# CAPITOLO 3

## 3. MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI DELLE PROVE SPERIMENTALI

Cercar di prevedere come si comporta un sistema in seguito ad un evento eccezionale risulta senz'ombra di dubbio molto complesso a causa dell'elevato numero di variabili che entrano in gioco e che portano ad una risposta fortemente non-lineare.

Ci si affida quindi alla 'modellazione strutturale', ovvero ad una riproduzione quanto più fedele possibile a quella reale dell'oggetto studio in esame tramite software.

Essa rappresenta un elemento chiave per l'approssimazione e per la previsione del comportamento globale del sistema e consente di valutarne la possibilità di un collasso sproporzionato.

Tuttavia, l'accuratezza dei risultati è strettamente correlata alla modalità di analisi scelta (statica o dinamica), alla tipologia di modellazione, alla scelta della mesh ed alle proprietà meccaniche e costitutive assegnate ai materiali.

Il ruolo del progettista prevede quindi di intervenire su alcuni parametri che governano la risposta strutturale modificandoli affinché si abbia come risultato il giusto output coerente con le condizioni al contorno stabilite.

I modelli costitutivi elastici-lineari risultano essere quelli di più facile applicazione e interpretazione: vengono adoperati particolarmente in fasi di studio preliminare quando si ipotizza la struttura ancora in campo elastico e dunque quando i fenomeni di non-linearità del materiale sono ancora lontani.

Ovviamente risulta superfluo constatare che questi modelli non possono essere applicati per lo studio di fenomeni di complicata previsione come il collasso sproporzionato.

Una visione migliore e più completa l'abbiamo con i modelli costitutivi non lineari dipendenti/indipendenti dalla velocità di applicazione del carico.

Applicando questa seconda tipologia di modelli, lo studio del collasso sproporzionato determina la nascita di deformazioni strutturali talmente importanti da essere permanenti. Si hanno, pertanto, elementi strutturali plasticizzati.

Rispetto ai primi, questi presentano un'estensione delle proprietà dei materiali al campo plastico: la nascita di cerniere plastiche oppure addirittura di elementi strutturali completamente plasticizzati sono sinonimo di un contributo molto importante sia per quanto riguarda il processo di dissipazione dell'energia che per la redistribuzione dei carichi.

Per tale motivo non può essere trascurata nelle analisi.

La peculiarità di questi modelli non lineari sta nella possibilità di simulare eventi eccezionali, come un'esplosione o un impatto causato da veicoli, andando a modellare la velocità di applicazione del carico con relativa energia sprigionata.

Ci sono, infine, altre due tipologie: modelli locali e modelli globali.

Entrambi servono a cogliere i molteplici aspetti di comportamento che può assumere una struttura: non basta affidarsi all'output di un solo modello perché non sarebbe in grado di inquadrare la risposta complessiva del sistema. Per tale motivo è conveniente avere a portata di mano sia dei modelli globali che locali.

I primi vengono impiegati per il calcolo dell'andamento delle sollecitazioni nelle membrature e per il calcolo degli spostamenti in tutta la struttura. I secondi mirano a studiare il campo tensionale agente in regioni particolari come zone di discontinuità, punti di applicazione del carico, zone di concentrazione degli sforzi, nodi, connessioni, ecc.

Per concludere questo paragrafo sulla modellazione tramite software non può passare in secondo piano la scelta della mesh e la forma degli Elementi Finiti su cui si basa la FEA (Finite Elements Analysis), ovvero quelle unità fondamentali con cui si discretizza un componente strutturale.

Come verrà riportato successivamente nel lavoro di tesi, per quanto riguarda le analisi 2D è necessario scegliere in primis la forma geometrica ottimale degli Elementi Finiti che potrà variare a seconda della membratura che si vuole modellare e in secundis il numero minimo da usare sia in lunghezza che lungo lo spessore.

Lavorando sulla forma si avrà finalmente la mesh migliore con cui lanciare simulazione statiche o dinamiche, a seconda dell'obiettivo da raggiungere, approssimando nel migliore dei modi la risposta globale della struttura.

## 3.1 INTRODUZIONE AL SOFTWARE ATENA 2D

Atena 2D è un software di calcolo strutturale avanzato sviluppato dalla Cervenka Consulting per l'analisi non-lineare delle strutture in cemento armato.

La sua capacità di descrivere con buona precisione il comportamento meccanico di sistemi strutturali nell'ipotesi di gradi spostamenti lo rende uno dei migliori software per l'analisi non-lineare bidimensionale.

Atena 2D dà la possibilità di modellare una vasta gamma di parametri dei materiali, partendo da quelli meccanici quali il modulo di Young, resistenza a trazione o resistenza a compressione fino ad arrivare a quelli più particolari che determinano il processo fessurativo e la plasticizzazione delle sezioni e che quindi portano ad una precisa modalità di collasso.

Ciò è possibile perché il software è sviluppato con potenti algoritmi di 'Analisi agli Elementi Finiti' (FEA) che rappresentano la miglior via per l'approssimazione di risposte strutturali in campo plastico.

I vincoli esterni come carrello e incastro, che non sono altro che le condizioni al contorno del problema, sono assegnati tramite la selezione dei gradi di libertà che si vuole conferire a quella precisa porzione del sistema su cui si sta lavorando.

Per la cerniera, invece, il discorso è più complicato perché deve essere modellata usando i giusti materiali, la desiderata forma geometrica e la più consona mesh agli Elementi Finiti che portino quindi ai gradi di libertà consentiti da quel tipo di vincolo.

Come vedremo nei paragrafi più in avanti la modellazione della cerniera è stata realizzata con materiali aventi moduli di Young molto più bassi di acciai e calcestruzzi.

Per concludere, Atena 2D risulta essere uno strumento molto potente di facile apprendimento in quanto molto intuitivo, adatto a progetti che richiedono un alto livello di cura e precisione, ma risulta comunque limitato all'analisi di frame.

## 3.2 PRE-PROCESSING

Il pre-processing è il punto di partenza della modellazione.

Esso è finalizzato alla riproduzione dei modelli sperimentali visti nel paragrafo 3 e alla definizione di tutti i dati inerenti all'analisi non-lineare.

Grazie ad uno spazio 2D, il progettista è in grado di riprodurre geometricamente ogni singolo elemento strutturale tramite i tool 'Joints' e 'Lines' a cui poi verranno assegnate le adeguate proprietà meccaniche, le rispettive condizioni al contorno e vincoli (fissi o mobili), le varie tipologie di carichi agenti (dinamici, statici, termici, ecc.) e le varie forme degli Elementi Finiti con cui si discretizzano le membrature e che andranno a formare la mesh.

Infine, il progettista deve definire i parametri legati all'analisi che si vuole eseguire quali ad esempio la tolleranza numerica, i criteri di convergenza ecc.

La fase di pre-processing garantisce dunque una rappresentazione accurata del sistema strutturale da analizzare ma bisogna far molta attenzione agli errori che si commettono perché la loro propagazione durante le fase successive di analisi portano ad un output errato.

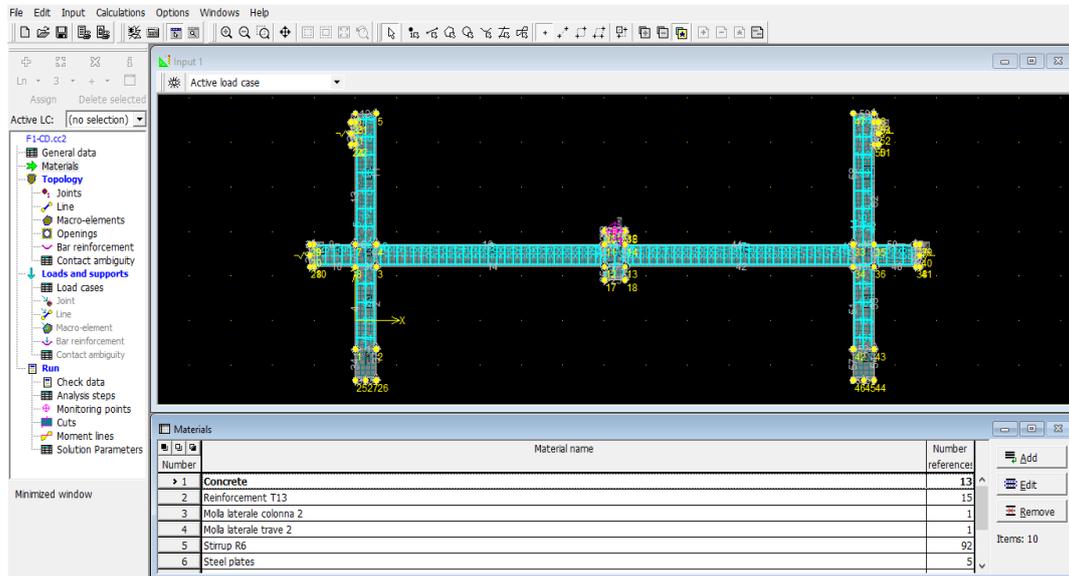


Figure 46: Schermata d'interfaccia del Pre-processing.

I seguenti paragrafi riportano con più precisione tutti i principali passaggi di questa fase preliminare, le scelte adottate per la modellazione dei materiali e tecniche di analisi che hanno reso possibili le analisi condotte per lo studio della robustezza strutturale.

### 3.2.1 SEZIONE MATERIALS

La corretta assegnazione delle proprietà e dei legami costitutivi di ciascun materiale rappresenta uno step di primaria importanza nella progettazione di sistemi robusti, in quanto sono proprio loro che rendono fisicamente possibile la risposta strutturale desiderata.

La scelta di materiali adoperati in campo civile è davvero vasta ed eterogenea.

Ogni materiale è diverso dall'altro dal punto di vista delle proprietà meccaniche quali ad esempio resistenza e durezza. Queste ne caratterizzano la risposta strutturale, ossia il comportamento che manifesta in seguito all'applicazione di carichi esterni, e determinano il miglior campo di impiego.

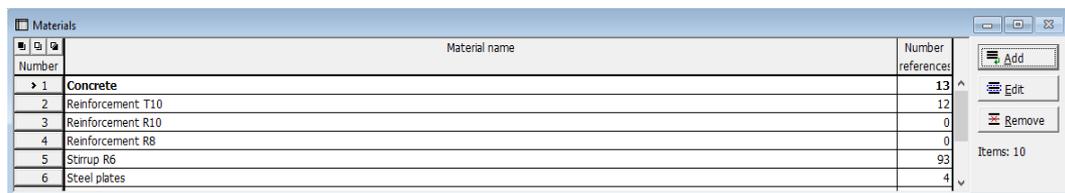
Costruire con materiali idonei è sinonimo di massimizzazione della prospettiva di vita di una struttura e ne favorisce dunque la sostenibilità e la sicurezza.

In Atena 2D l'elenco dei materiali adoperati viene raccolto in una tabella nella sezione 'Materials' presente sotto alla finestra grafica in cui è rappresentata la struttura.

Ciascun materiale presenta alla destra della tabella un numero che indica a quanti elementi strutturali esso è stato assegnato.

Questa risulta essere una metodologia di assegnazione molto agile in fase di pre-processing per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche, poiché se si necessita di cambiare anche un solo parametro di un certo materiale la sua correzione viene allargata anche ai restanti.

Ciò riduce il rischio di incorrere in errori.



Number	Material name	Number references
> 1	Concrete	13
2	Reinforcement T10	12
3	Reinforcement R10	0
4	Reinforcement R8	0
5	Stirrup R6	93
6	Steel plates	4

Figure 47: Sezione 'Materials'.

Di seguito vengono mostrate le relazioni costitutive di materiali strutturali come il calcestruzzo o l'acciaio, leggi che ne descrivono il processo fessurativo e tutti quei parametri che ne delineano le caratteristiche in campo elastico e plastico ma anche i materiali usati per modellare le cerniere esterne.

Conglomerati come il calcestruzzo sono descritti dall' SBeta, un modello costitutivo presente nel software Atena 2D adatto a simularne i fenomeni di non-linearità.

Esso include venti parametri materiali.

Le relazioni costitutive sono stabilite in base all'ipotesi di stato tensionale piano.

Viene adottato un approccio 'spalmato' per modellare le proprietà del materiale, come le fessure o il rinforzo distribuito: ciò comporta che le caratteristiche del materiale definite per un punto materiale valgono all'interno dell'intero elemento finito.

Questi parametri meccanici devono essere stabiliti dal progettista in relazione al problema che deve affrontare.

Nel caso in cui questi non siano noti, è possibile considerare i valori consigliati dalle formule predefinite indicate nella tabella di seguito:

<i>Parameter:</i>	<i>Formula:</i>
Cylinder strength	$f'_c = -0.85 f'_{cu}$
Tensile strength	$f'_t = 0.24 f'_{cu}{}^{\frac{2}{3}}$
Initial elastic modulus	$E_c = (6000 - 15.5 f'_{cu}) \sqrt{f'_{cu}}$
Poisson's ratio	$\nu = 0.2$
Softening compression	$w_d = -0.0005 mm$
Type of tension softening	1 - exponential, based on $G_F$
Compressive strength in cracked concrete	$c = 0.8$
Tension stiffening stress	$\sigma_{st} = 0.$
Shear retention factor	variable (Sect.2.1.7)
Tension-compression function type	linear
Fracture energy $G_f$ according to VOS 1983	$G_F = 0.000025 f'_i{}^{ef} [MN/m]$
Orientation factor for strain localization	$\gamma_{max} = 1.5$ (Sect.2.1.3)

Table 9: Parametri materiali dell'SBeta in funzione di  $f'_{cu}$ .

Come si può notare, viene specificata solo la resistenza cubica nominale a compressione del calcestruzzo  $f'_{cu}$  da cui si derivano i restanti parametri.

Le formule di queste funzioni derivano dal CEB-FIP Model Code 90.

All'interno di Atena i parametri materiali da inserire per l'SBeta sono suddivisi in sezioni.

La prima di queste è denominata 'Basic': in essa si devono inserire le principali caratteristiche meccaniche del calcestruzzo con cui si sta lavorando come ad esempio modulo elastico  $E$ , resistenza a trazione  $f_t$ , resistenza a compressione  $f_c$ , modulo di Poisson  $\mu$ .

Da essi deriva la legge non-lineare Stress-Strain Law che mette in relazione stress indotti sia da sforzi di compressione che da quelli in trazione con le relative deformazioni.

Viene inoltre riportato il Biaxial Failure Law, una regione chiusa di punti che descrive il comportamento del cls sotto condizioni di carico biassiale, cioè viene illustrato un vero e proprio dominio di resistenza che stabilisce quali combinazioni di tensioni principali possono essere supportate dall'elemento in questione e quali invece ne portano ad un collasso.

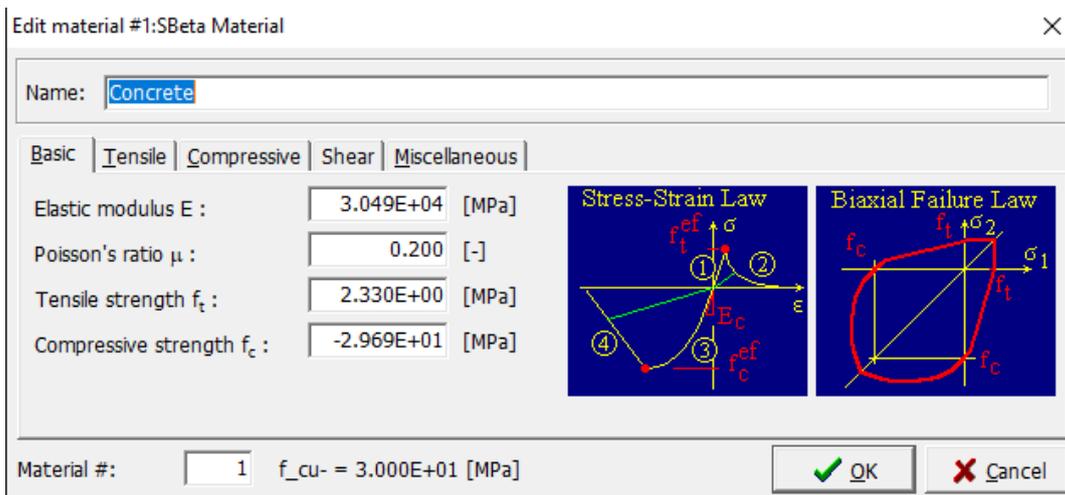


Figure 48: Sezione 'Basic' del modello costitutivo SBeta.

Si passa alla sezione 'Tensile': qui si stabilisce la tipologia del ramo di softening del cls in trazione e l'anisotropia indotta dalle fessure.

Comprendere il comportamento del materiale a seconda della direzione delle fessure è di fondamentale importanza e ciò può essere studiate grazie a due tipi di modelli della frattura:

- Fixed crack model: la direzione della fessura segue la direzione della tensione principale al momento dell'inizio della fessura. Durante ulteriori caricamenti, questa direzione rimane fissa e rappresenta l'asse del materiale ortotropo;

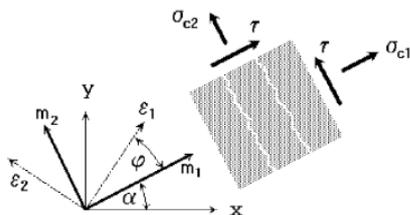


Figure 49: Schema rappresentativo del Fixed Cracked model.

- **Rotated crack model:** la direzione della tensione principale coincide con la direzione della deformazione principale. Di conseguenza, non si verifica deformazione di taglio sul piano della fessura e devono essere definite solo due componenti di tensione normale;

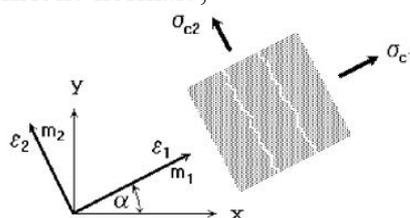


Figure 50: Schema rappresentativo del Rotated Cracked model.

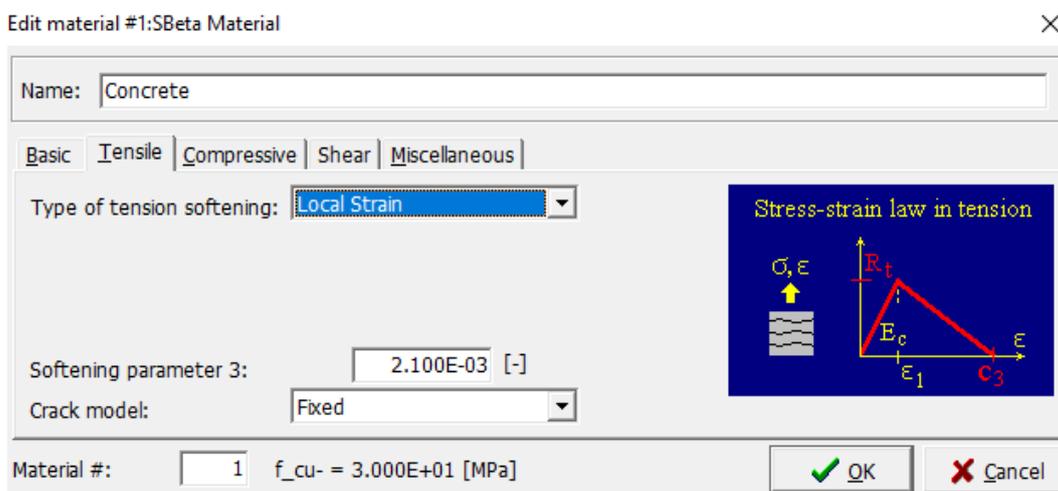


Figure 51: Sezione 'Tensile' del modello costitutivo SBeta.

La sezione 'Compressive' presenta tutti quei parametri legati ad uno stato di compressione del cls, come deformazione in stato monoassiale di compressione  $\epsilon_c$  (valore compreso fra 0.2% e 0.35%), parametro riduttivo della resistenza a compressione (variabile da 0 a 1) e il tipo di softening.

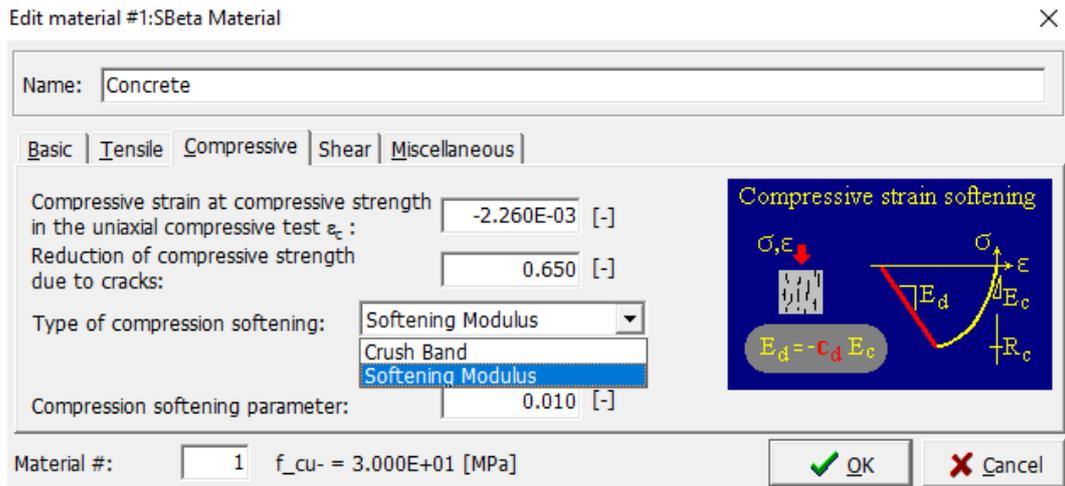


Figure 52: Sezione 'Compressive' del modello costitutivo SBeta.

La sezione 'Shear' consente di scegliere quali siano le funzioni matematiche più adatte a rappresentare i due parametri legati al taglio, ovvero lo Shear retention factor, un fattore indicativo della capacità del calcestruzzo di conservare una parte della resistenza a taglio anche in stato fessurato, e l'Interazione tensione-compressione.

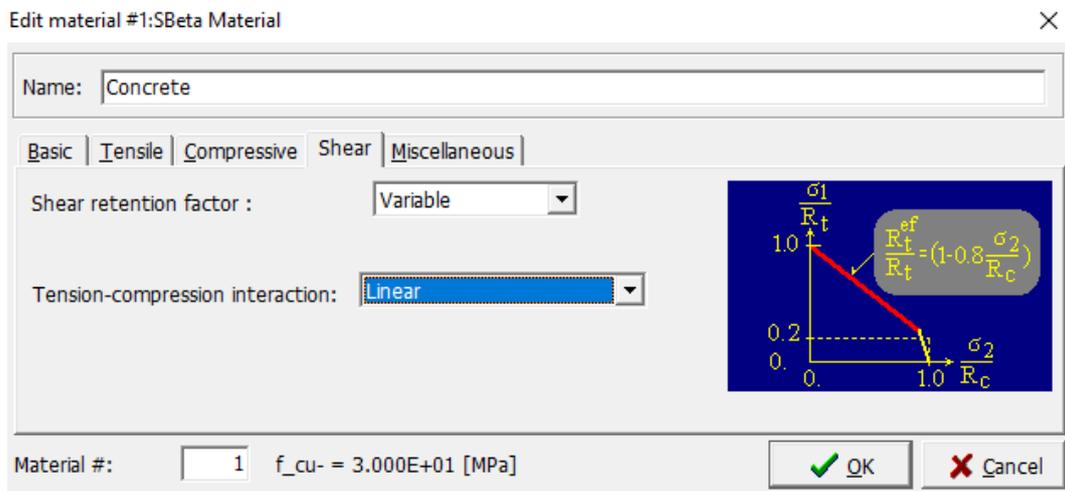


Figure 53: Sezione 'Miscellaneous' del modello costitutivo SBeta.

Per concludere, l'ultima sezione 'Miscellaneous' è dedicata alla densità  $\rho$  e al coefficiente di espansione termica  $\alpha$ .

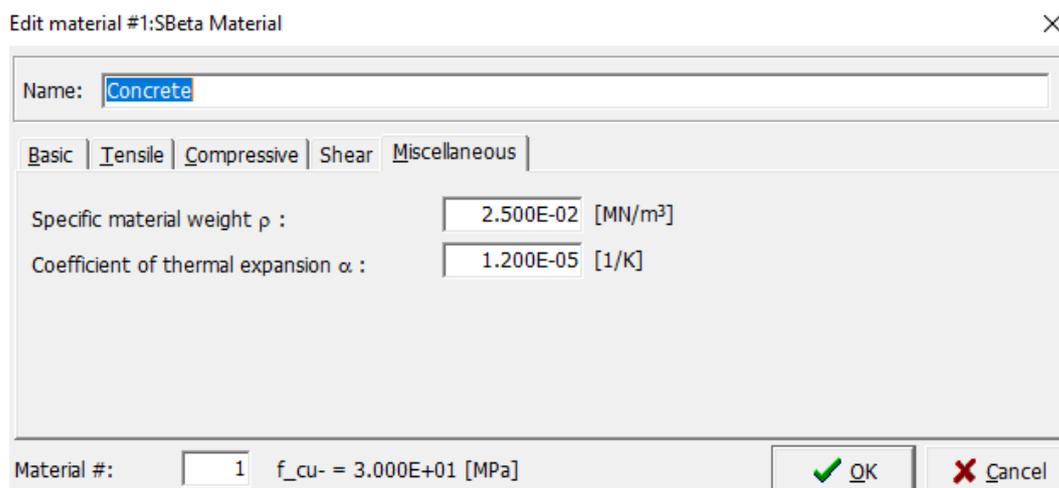


Figure 54: Sezione 'Miscellaneous' del modello costitutivo SBeta.

Il legame costitutivo Reinforcement modella l'acciaio usato per i rinforzi longitudinali e trasversali che vanno ad armare le membrature dei sistemi studiati.

Modellare bene l'acciaio è un passo fondamentale per il progettista perché contrariamente al cls, che è un materiale fragile che lavora bene in compressione, gli acciai sono materiali duttili che lavorano bene a trazione.

Il connubio tra calcestruzzo e la giusta percentuale di acciaio usata per armarlo rappresenta, quindi, per il progettista la chiave per realizzare una struttura duttile in grado di saper sfruttare al meglio le proprie riserve plastiche.

Per il Reinforcement Atena 2D presenta due sezioni: 'Basic' e 'Miscellaneous'.

Nella prima si deve stabilire la Stress-strain Law. A seconda del comportamento che si vuole far assumere all'acciaio si possono scegliere quattro leggi:

- Legge elastica lineare: legge puramente ideale che stabilisce un rapporto direttamente proporzionale fra stress e deformazioni, adatta per descrivere il campo tensionale del materiale fino a valori prossimi allo snervamento. Una volta che il materiale entra in campo plastico questo modello non risulta essere valido;
- Legge elasto-perfettamente plastica: come la prima anch'essa è una legge puramente ideale perché assume il campo plastico come un campo tensionale in cui il materiale raggiunge la deformazione plastica perfetta (le deformazioni plastiche aumentano ma lo stress rimane costante nel tempo ed è pari a quello di snervamento). Questo modello risulta essere un'estensione del primo;
- Legge bilineare con incrudimento: è una legge che modella il comportamento meccanico dell'acciaio considerando sia la fase elastica che quella plastica, entrambe in forma lineare ma con pendenze diverse.

La pendenza del campo plastico indica la fase di incrudimento che segue lo snervamento. È particolarmente utile per modellare materiali che sono in grado di sostenere carichi crescenti con un aumento della deformazione. È la legge migliore per approssimare il comportamento degli acciai ed è quella che è stata usata in Atena 2D per la riproduzione dei sistemi sperimentali;

- Legge multilineare: è una legge basata sul modello incrudente appena visto. È possibile definire un legame tensione-deformazione personalizzato sempre con tratti lineari tramite sequenza di punti da noi decisi. Viene solitamente impiegata per rappresentare acciai speciali o casi particolari.

Come seconde step, la sezione ‘Basic’ impone la definizione di tutti quei parametri meccanici che vanno a definire il dominio elastico, plastico e incrudente, ovvero modulo elastico  $E$ , tensione di snervamento  $\sigma_y$ , tensione a rottura  $\sigma_t$  e deformazione massima che si manifesta a rottura  $\epsilon_{lim}$ .

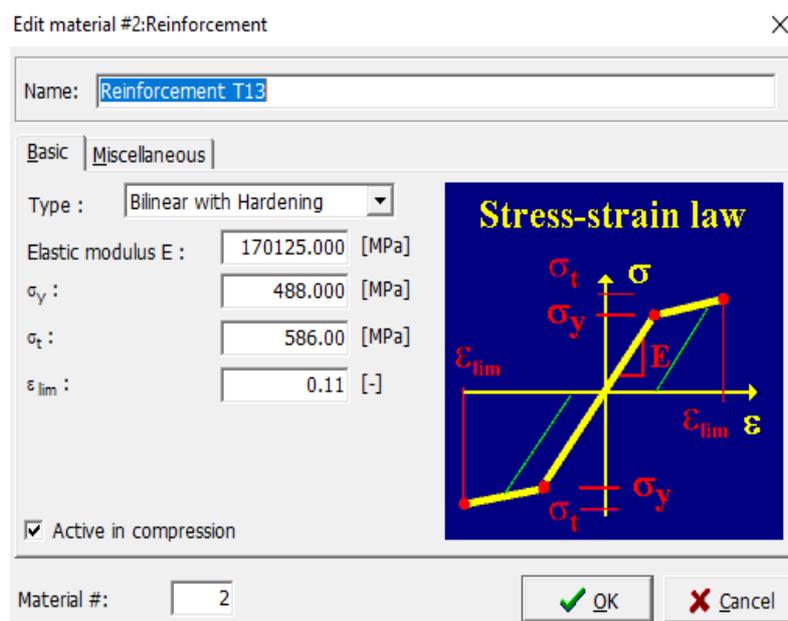


Figure 55: Sezione 'Basic' del modello costitutivo Reinforcement.

La sezione ‘Miscellaneous’ invece consente di inserire la densità  $\rho$  del materiale (che nei casi studio analizzati è assunta nulla) e il coefficiente di espansione termica  $\alpha$ .

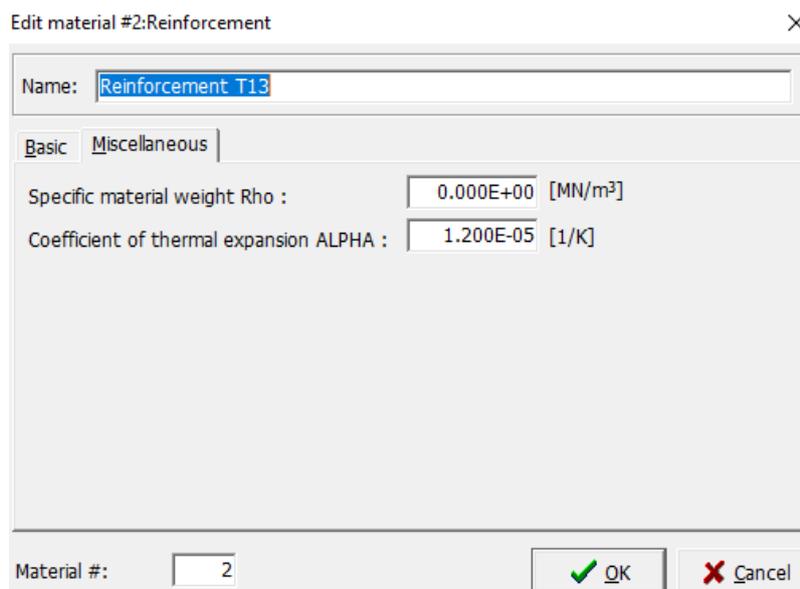


Figure 56: Sezione 'Miscellaneous' del modello costitutivo Reinforcement.

Il modello costitutivo Plane Stress Elastic Isotropic è un modello costitutivo adoperato in analisi strutturali agli elementi finiti (FEA) per la riproduzione del comportamento di materiali isotropi elastici soggetti a uno stato di tensione piana.

Il modello risulta valido per applicazioni 2D, in particolare per quegli elementi il cui spessore risulta essere molto più piccolo rispetto all'altra dimensione e alle lunghezze caratteristiche dei carichi applicati.

Trova, per questo motivo, un vasto campo di impiego per quanto riguarda la modellazione di piastre sottili, gusci o strutture a membrana. Come si può dedurre dal nome del modello, il materiale è elastico e isotropo, ovvero presenta le stesse proprietà elastiche in tutte le direzioni del piano.

Si è scelto quindi di adottare il Plane Stress Elastic Isotropic per le piastre in acciaio che si trovano di lato alle travi e alle colonne. Queste piastre sono state introdotte come elemento di collegamento fra molle e cls delle membrature. L'aderenza piastra-cemento è assunta perfetta. Ciascuna piastra è stata progettata con uno spessore costante pari a 10 cm.

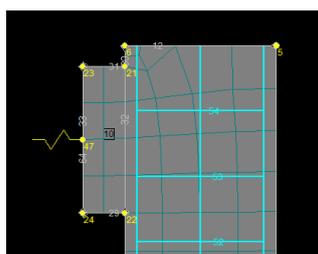


Figure 57: Dettaglio di una piastra laterale di una colonna.

Così facendo, si evita la diretta applicazione delle forze puntuali trasferite dalle molle al calcestruzzo: ciò potrebbe portare a importanti danneggiamenti locali di quest'ultimo con apertura di fessure che andrebbero a influire in negativo sulla capacità strutturale dei sistemi. Possono essere viste come dei veri e propri 'cuscinetti'.

Questo modello implementato da Atena 2D è definito in modo completo sulla base di due parametri fondamentali che ne stabiliscono il dominio elastico: il modulo di Young  $E$  e il coefficiente di Poisson  $\mu$  come raffigurato nella seguente sezione 'Basic':

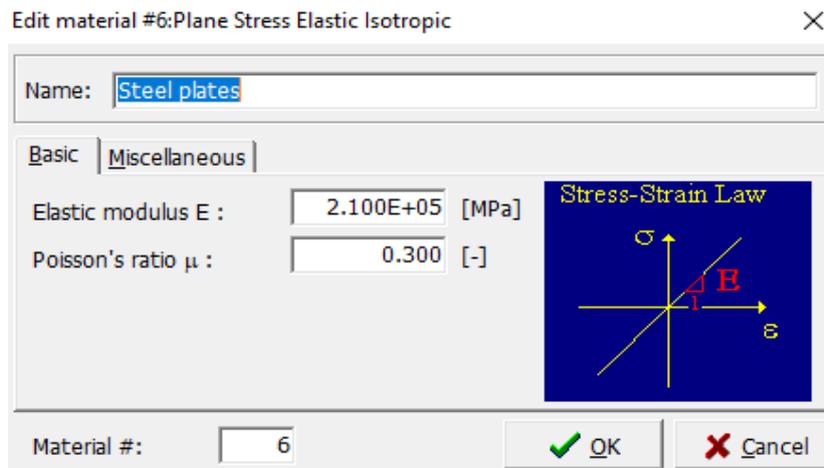


Figure 58: Sezione 'Basic' del modello costitutivo Plane Stress Elastic Isotropic.

Nella seconda ed ultima sezione 'Miscellaneous' sono presenti gli stessi parametri già visti per acciai e calcestruzzo nei precedenti paragrafi.

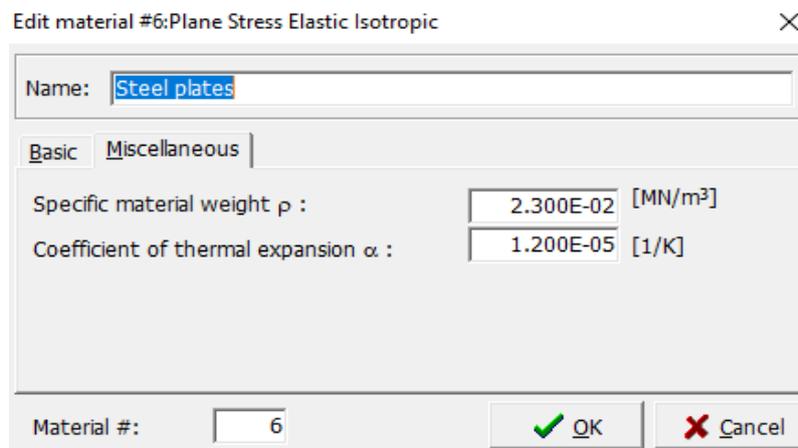


Figure 59: Sezione 'Miscellaneous' del modello costitutivo Plane Stress Elastic Isotropic.

Gli elementi ‘Spring’ in Atena 2D vengono impiegati per modellare alcune condizioni al contorno per i sistemi riprodotti negli esperimenti.

In particolare, esse servono a simulare il comportamento dei pistoni idraulici utilizzati nelle prove di laboratorio per la riproduzione dei vincoli indotti dai restanti elementi dell’intelaiatura connessi alle colonne che ne limitano gli spostamenti e le rotazioni.

Nella sezione ‘Basic’ è possibile scegliere due relazioni costitutive: quella semplicemente lineare in accordo con la legge di Hooke, che presenta il medesimo comportamento per entrambi gli stati tensionali di compressione e trazione, e quella non-lineare che presenta comportamenti diversi a seconda dello stato di sollecitazione applicato alla molla.

Nei sistemi riprodotti con il software si è scelta una legge costitutiva non-lineare, come si può osservare nella figura sottostante:

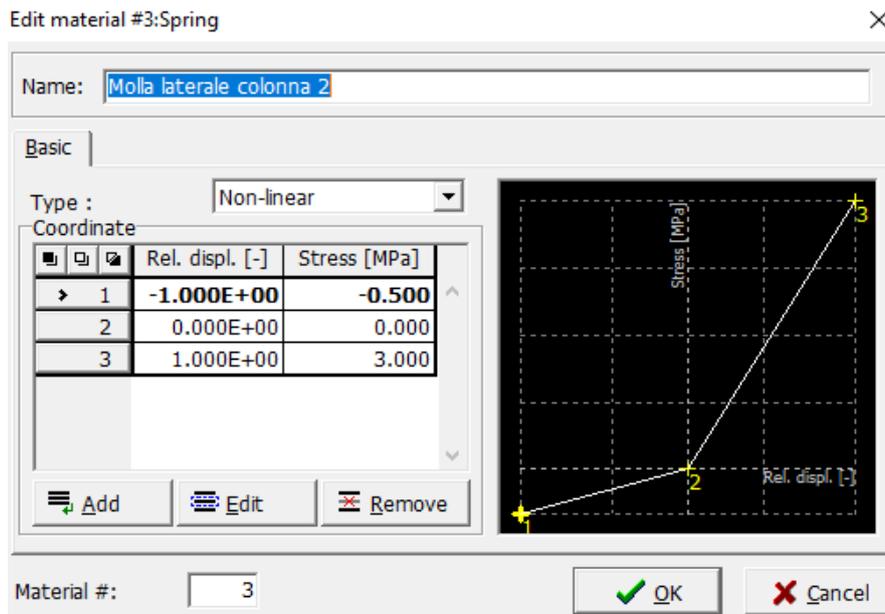


Figure 60: Legge costitutiva non-lineare degli elementi Spring.

### 3.2.2 LOAD CASES

La sezione ‘Load cases’ è quella che permette di stabilire le azioni esterne agenti sul sistema. Consente di scegliere varie tipologie di carichi partendo dall’applicazione del peso proprio del sistema, passando per forze puntuali, carichi uniformemente distribuiti, carichi termici, precompressione fino ad arrivare anche a forze interne dovute ai fenomeni di ritiro (shrinkage) del cls. Ogni azione può essere amplificata o ridotta tramite un coefficiente.

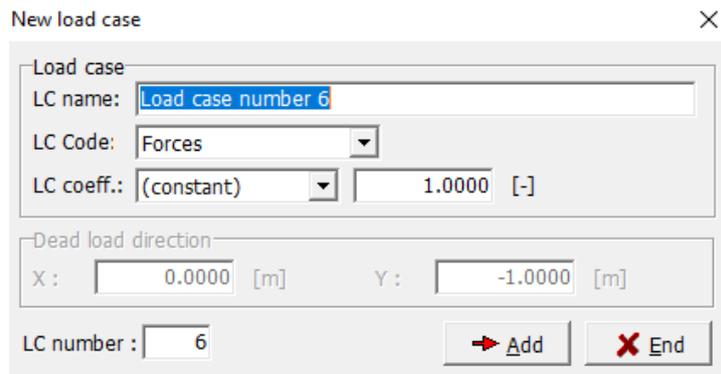


Figure 61: Tipologie di carichi da applicare ai sistemi.

### 3.2.3 PUNTI DI MONITORAGGIO

Il punto di cui si è voluto studiare l’evoluzione nel tempo del cedimento dovuto alla rimozione della colonna, realizzato in laboratorio tramite l’uso di pistoni, è il punto di mezzeria della parte superiore della stessa colonna rimossa, come illustrato nella seguente figura:

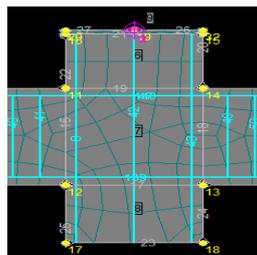


Figure 62: Posizione del punto di monitoraggio.

### 3.2.4 ANALYSIS STEPS

Questa sezione è strettamente legata a quella di ‘Load cases’.

Essa contiene tutti i carichi che costituiscono l'analisi non-lineare e ne definisce l'ordine di applicazione, ovvero viene stabilito come evolve la simulazione della struttura nel tempo. La peculiarità di ‘Analysis steps’ è rappresentata dalla possibilità di somministrare i carichi in uno o in più step e stabilirne la loro intensità.

Questi step sono essenziali per mantenere sotto controllo il processo iterativo di soluzione e fornire analisi incrementali più precise possibili.

Number	Load case list	Coefficient [-]	Parameters analysis	Save results	Calculated results
1	1,3	1.0000	Solution Parameters	Yes	Not analyzed
2	1,4-5	0.2500	Solution Parameters	Yes	Not analyzed
3	1,4-5	0.2500	Solution Parameters	Yes	Not analyzed
4	1,4-5	0.2500	Solution Parameters	Yes	Not analyzed
5	1,4-5	0.2500	Solution Parameters	Yes	Not analyzed
6	1-2	1.0000	Solution Parameters	Yes	Not analyzed

Figure 63: Sezione 'Analysis steps'.

### 3.3 ANALISI STRUTTURALE

La fase di analisi esegue calcoli applicando il metodo degli elementi finiti (FEM).

È una fase antecedente al pre-processing e precedente al post-processing.

L'analisi non-lineare viene performata con algoritmi iterativi con cui si simula il comportamento della struttura legato a fattori come il cracking del cls o lo snervamento delle armature di acciaio.

Durante l'analisi il processo iterativo viene mantenuto sotto controllo: per ogni spostamento imposto viene calcolato il relativo valore di carico in un certo numero di iterazioni.

Queste non sono illimitate, bensì devono rientrare in un valore massimo stabilito dal progettista durante la fase di pre-processing nella sezione ‘Solution parameters’.

In questo modo ci si assicura che la soluzione converge senza problemi entro i limiti di tolleranza stabiliti.

Se, al contrario, il numero di iterazioni di un singolo step arriva al valore massimo il software calcola un punto sul grafico carico-abbassamento che potrebbe non essere giusto.

Così facendo si ha la propagazione dell'errore negli step successivi dell'analisi strutturale.

Ciò fa capire come non sia sufficiente inserire solo dei dati legati ai materiali oppure una buona riproduzione geometrica del sistema per avere un output valido, ma bisogna tener conto anche della possibile divergenza dei valori matematici in fase di simulazione.

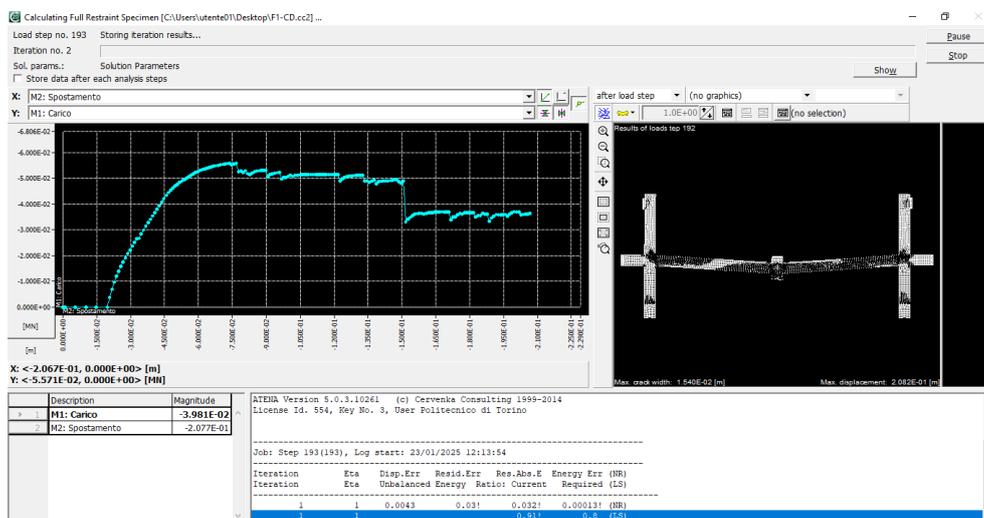


Figure 64: facciata della fase di analisi strutturale.

### 3.4 POST-PROCESSING

La fase conclusiva di post-processing di Atena 2D si concentra sull'interpretazione, la visualizzazione e l'analisi dei risultati ottenuti dai calcoli eseguiti dal software durante la simulazione.

Il post-processing non è altro la fase in cui viene fornito l'output dell'analisi.

Per ogni step di applicazione dei carichi oppure di spostamenti imposti, possono essere monitorati lo stato tensionale, quello deformativo locale e globale e l'evoluzione dei meccanismi di frattura in ciascuna sezione del sistema, rendendo la visione dei risultati chiara.

La corretta interpretazione dell'output strutturale permette al progettista di identificare punti di criticità della struttura, cioè quelle più esposte alla frattura.

La possibilità di visualizzare step by step la deformata del sistema si rivela un grande aiuto perché in essa sono contenute tutte le informazioni sul momento flettente che si sta sviluppando in travi e pilastri, quali sezioni di questi ultimi sono soggetti a trazione e quali a compressione e di conseguenza se i meccanismi di fessurazione sono coerenti con i principi della meccanica della frattura.

Inoltre, la deformata non è altro che il risultato della corretta riproduzione delle condizioni al contorno del problema, quindi consente di essere sicuri di aver riprodotto nel migliore dei modi i giusti vincoli della struttura.

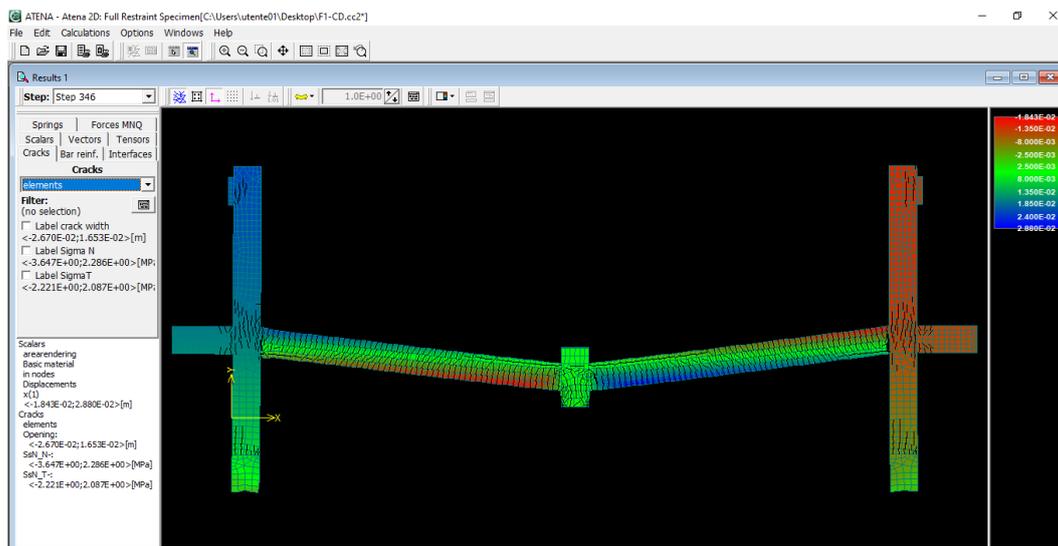


Figure 65: Facciata della fase di post-processing.

# CAPITOLO 4

## 4. CALIBRAZIONE DEI MODELLI AGLI ELEMENTI FINITI NON LINEARI

La prima parte di questo lavoro di tesi è stata incentrata sulla riproduzione delle curve sperimentali ottenute dai test di carico tramite Atena 2D. L'ottenere delle curve numeriche il più sovrapposte possibili a quelle fornite dai test significa conferire al modello numerico un comportamento molto attendibile, comparabile con quello reale.

In particolare, si è data precedenza all'approssimazione del comportamento a catenaria dei sistemi perché, come già accennato più volte nei capitoli precedenti, è proprio questo che consente di limitare il collasso progressivo delle strutture mettendo completamente in atto la capacità rotazionale delle travi. Partendo dai casi studio analizzati da Namyong Salim Lim si può notare come per i modelli la riproduzione della catenaria sia riuscita meglio a quelli 'full restrained'.

Infatti, FR, FR-S e FR-R mettono in risalto un'ottima approssimazione della seconda parte della curva a discapito della prima, in cui si ha un maggior scostamento tra le due curve dello sperimentale e del modello 2D di Atena sia nella fase iniziale elastica che di comportamento trave. Questa incongruenza tra curve può essere giustificata dal fatto che la fase elastica-lineare e il successivo comportamento flessionale-CAA sono fasi in cui il materiale maggiormente reagente risulta essere il calcestruzzo.

Essendo questo un conglomerato eterogeneo, il software non ne può cogliere perfettamente la sua risposta reale durante la storia di carico perché esso può essere riprodotto solo come materiale perfettamente omogeneo con modulo elastico costante in ogni sezione: in questa maniera non vengono colti quei difetti ed eterogeneità presenti che influenzano le sue proprietà meccaniche, causando il distacco delle curve. Questi scostamenti risultano essere di pochi kN, in particolare tra 3 e 9 kN.

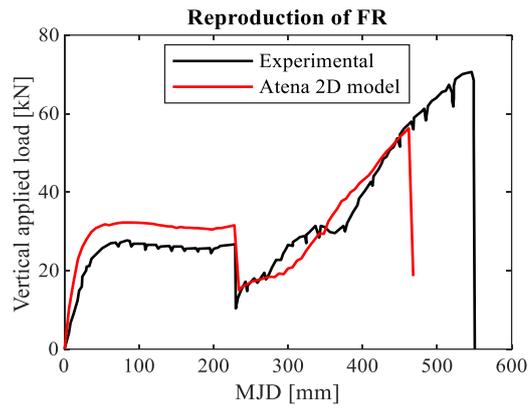


Figure 66: Confronto tra curva sperimentale e numerica di FR.

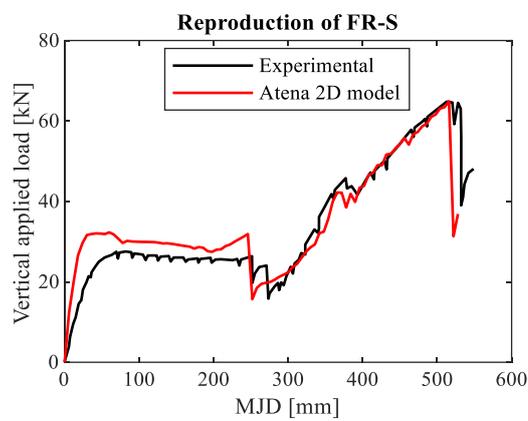


Figure 67: Confronto tra curva sperimentale e numerica di FR-S.

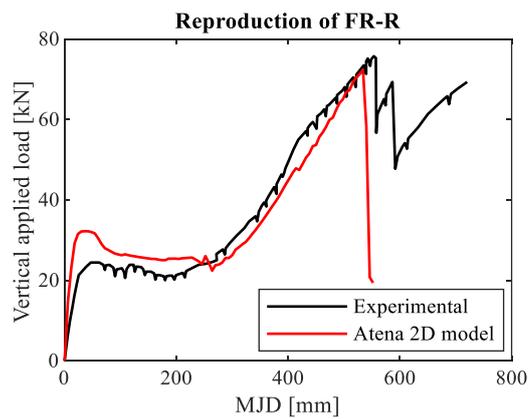


Figure 68: Confronto tra curva sperimentale e numerica di FR-R.

Il discorso sul cls fatto per i ‘full restrained’ vale allo stesso modo per i sistemi a vincoli imperfetti (‘imperfect restraints’, IR).

Per questi, però, bisogna anche considerare il fatto che, non avendo a disposizione i vincoli di interpiano a differenza dei primi tre appena visti, hanno un comportamento a catenaria quasi per nulla sviluppato. Come si vede per IR-1 e IR-2 non esiste una risalita delle curve successiva alla caduta di resistenza.

Per IR-1 si è avuta una buona approssimazione solo della prima caduta e di una sorta di seconda caduta appena successiva. Dopo questa, Atena 2D non è riuscita a rispettare i criteri di convergenza di calcolo e quindi la simulazione numerica FEM della risposta strutturale si ferma. Per IR-2, invece, dopo la prima caduta di resistenza si ha una leggera catenaria molto piatta e distesa che si sviluppa fino ad un abbassamento di 525 mm: a questo valore di cedimento si verifica la seconda caduta che sancisce il collasso del campione per un valore di forza pari a 37 kN.

Confrontando entrambi i sistemi a vincoli imperfetti si evince come l'asimmetria strutturale (vista in IR-1) possa sicuramente andare ad incidere in maniera negativa sulla risposta al collasso progressivo dei sistemi.

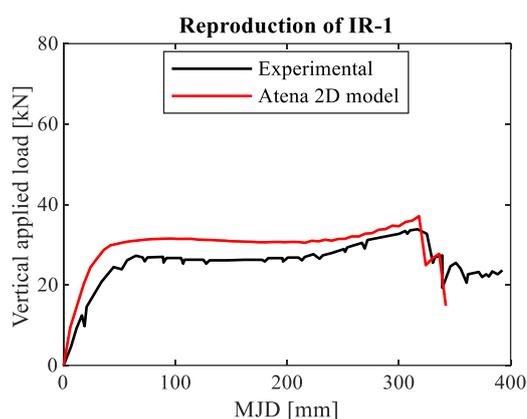


Figure 69: Confronto tra curva sperimentale e numerica di IR-1.

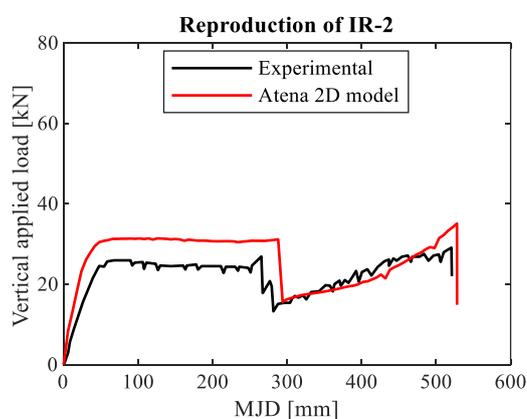


Figure 70: Confronto tra curva sperimentale e numerica di IR-2

Per i campioni di Lim si deve far presente anche che l'impossibilità di realizzare un vincolo rotazionale perfetto come la cerniera su cui appoggiano le colonne laterali è un altro fattore importantissimo sulla mancata sovrapposizione delle funzioni che rappresentano la relazione carico verticale applicato-MJD.

Passando al sistema riprodotto da Ren, essendo la trave incastrata ad elementi strutturali massicci, è stato più facile riprodurre i suoi gradi di vincolo.

Questo ha permesso una risposta matematica abbastanza simile a quella delle prove sperimentali.

Soprattutto nella prima fase di comportamento flessionale-CAA le curve risultano essere sfalsate di circa 3 kN, distacco che tenderà ad aumentare leggermente nella seconda fase successiva in cui si avrà un distacco massimo di circa 6 kN.

La facilità con cui sono state riprodotte le condizioni al contorno del sistema hanno fatto sì che anche il punto di collasso del campione avvenga ad un valore di abbassamento di 440 mm per una forza verticale applicata pari a 41,5 kN, punto molto vicino a quello ultimo del caso reale.

La serie di tre cadute precedenti a quella ultima nel grafico della curva sperimentale è stata causata in primis dal distacco di importanti porzioni di cls dal copriferro (spalling) ed in seguito dalla rottura delle barre di acciaio arrivate a deformazione ultima dell'11%.

Il software non è stato in grado di cogliere queste cadute di tensione perché, appunto, considerando i materiali perfettamente omogenei, è stata sovrastimata la resistenza a compressione e a trazione del cls e dunque la fine della prova numerica è stata sancita dalla rottura dell'acciaio a seguito dello snervamento delle barre.

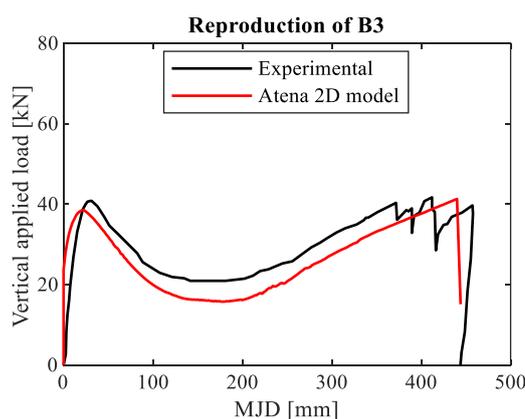


Figure 71: Confronto tra curva sperimentale e numerica di B3.

Concludendo con la riproduzione dei tre sistemi di Yu e Tan, invece, si sono cercati di approssimare nel miglior modo possibile gli effetti apportati dai dettagli costruttivi speciali.

Il campione di riferimento F1-CD, realizzato con dettagli costruttivi normali, è stato usato come sistema di riferimento per un confronto riguardo la sua risposta strutturale in termini di comportamento a catenaria con quello sviluppato dagli altri due sistemi F2-MR e F4-PH.

Lo sperimentale di F1-CD non presenta un vero e proprio comportamento a catenaria in quanto, per valori di abbassamento pari a 125 mm e 180 mm, si verificano prima delle cadute di resistenza dovute rispettivamente a fessurazione del calcestruzzo in trazione e allo spalling.

A queste sono seguite altre successive e rapide cadute di tensione dovute a rottura delle barre di acciaio.

Entrambi i materiali non risultano, perciò, completamente reagenti già per valori di cedimento relativamente bassi (se paragonati a quelli degli altri campioni) arrivando ad una crisi precoce delle proprie caratteristiche meccaniche.

Nel campo di grandi spostamenti questo fa sì che la fase catenaria non abbia un completo e corretto sviluppo come ci si debba aspettare.

L'approssimazione della storia di carico tramite Atena 2D non è riuscita a coprire tutto il dominio interessato dalla curva sperimentale poiché, appunto, a causa della crisi dei materiali si è avuta una divergenza dei processi iterativi dell'algoritmo di calcolo.

La parte che presenta un'approssimazione abbastanza accurata della prova è il primo comportamento a trave che si manifesta fino ai 200 mm di abbassamento e la seguente limitata fase catenaria che prosegue fino ai 350 mm.

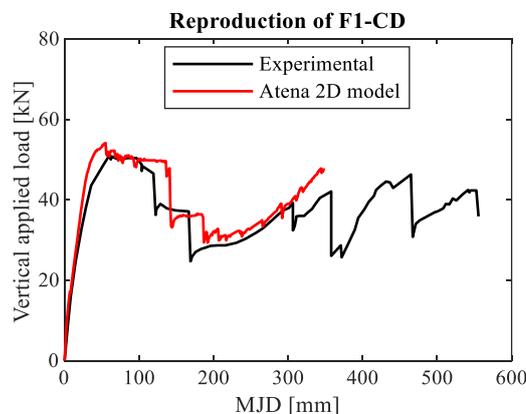


Figure 72: Confronto tra curva sperimentale e numerica di F1-CD.

Un notevole miglioramento della catenaria lo si ottiene introducendo lungo l'intera trave di F1-CD due rinforzi longitudinali in mezzera, ottenendo il sistema F2-MR.

Sebbene le cadute iniziali ricollegabili alla crisi del cls siano leggermente ritardate, quello che risulta essere oggetto di interesse è la ripida 'impennata' della curva sperimentale dovuta all'assorbimento di sollecitazioni di trazione da parte di questi rinforzi longitudinali.

Il confronto tra le due curve risulta non essere completamente sovrapposto, con scostamenti che arrivano anche ai 12 kN sia nella prima fase di comportamento a trave che nella seconda a catenaria, probabilmente sempre per lo stesso motivo per cui le proprietà dei materiali introdotte nel software sono idealizzate e non sono così adatte a ricreare fedelmente il comportamento reale.

La catenaria del modello numerico presenta la stessa e identica pendenza della seconda fase di catenaria del sistema reale che si ha dopo la terza caduta, mentre la prima fase di catenaria reale che si ha appena dopo la seconda caduta e che descrive una vera e propria ripresa della capacità resistente viene quasi ignorata.

Contrariamente al campione di riferimento F1-CD, F2-MR presenta un comportamento complessivo migliore nei confronti del collasso progressivo: sia nella curva sperimentale che nella curva ottenuta da software si ha miglioramento della resistenza del sistema e un dominio di deformazione molto più ampio in cui si nota come l'acciaio si sia 'caricato sulle spalle' la risposta strutturale nel campo dei grandi spostamenti.

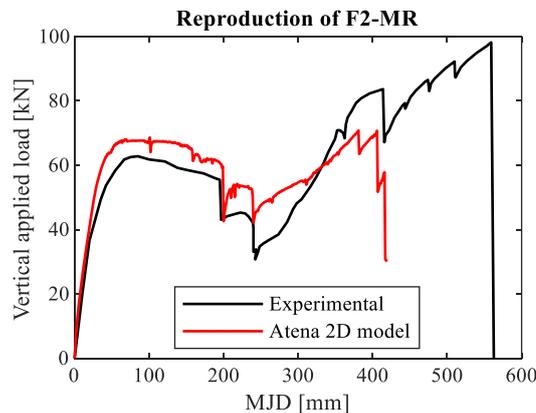


Figure 73: Confronto tra curva sperimentale e numerica di F2-MR.

Il miglior risultato ottenuto in termini di catenaria lo si ha per il sistema realizzato con cerniere parziali ai nodi F4-PH.

Nonostante anche per questo campione, come per quello precedente, le curve sperimentali non siano sovrapposte bene con dislivelli di tensione di 16 kN

soprattutto nel comportamento a trave e nella prima fase catenaria, lo sviluppo di quest'ultima risulta abbastanza coerente con lo sperimentale.

Anche in questo caso è evidente come il software tenda a sovrastimare le proprietà meccaniche del conglomerato e dell'acciaio come si vede dalla figura sottostante:

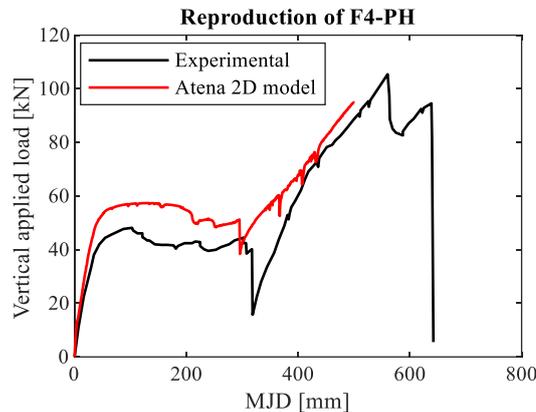


Figure 74: Confronto tra curva sperimentale e numerica di F4-PH.

La prima caduta di resistenza nella prova sperimentale la si ottiene per contemporaneo distaccamento del calcestruzzo in trazione e rottura di alcune armature longitudinali tese in prossimità dei nodi che hanno raggiunto la deformazione ultima.

Questa caduta nel modello matematico è meno accentuata perché il numero di barre che vanno incontro a rottura è inferiore a quello reale.

Il modello di Atena 2D riesce quindi ad essere più reagente dal punto di vista di capacità resistente.

Le successive cadute di resistenza che si verifica a 550 mm per valori di carico pari a 107 kN e la terza che determina la fine della prova sono da accostare alla rottura di altre barre longitudinali nella trave in prossimità dei nodi e nella rottura di alcune cerniere parziali nel nodo centrale.

Il sistema riprodotto su software non riesce a cogliere queste ultime due cadute dato che anche per questo campione, così come per F1-CD, si è avuta una divergenza dei processi iterativi di calcolo probabilmente causata dall'eccessiva quantità di ferro adoperata.

Un'ulteriore giustificazione dello scostamento fra curve è rappresentata dal fatto che anche i campioni utilizzati da Yu e Tan poggiavano su dei vincoli rotazionali a perno proprio come quelli studiati da Lim: l'incapacità di riprodurre il vincolo cerniera ha contribuito quindi a questi dislivelli di resistenza durante la prova di carico.

Tutte le nove curve numeriche ottenute sono state il frutto di numerose simulazioni di calcolo strutturale agli Elementi Finiti in cui, oltre ad inserire tutti i dati di base riportati nei paper scientifici studiati, si è lavorato tanto soprattutto su quattro parametri fondamentali: compressive softening e tensile softening del calcestruzzo, le forze orizzontali delle molle laterali ed infine forma e modulo di Young per quanto riguarda in vincoli rotazionali.

I primi due parametri risultano essere molto diversi da sistema a sistema: pur avendo il calcestruzzo gli stessi processi fessurativi che nascono nelle zone in cui il materiale risulta teso per poi prendere piede lungo tutta la trave, si hanno differenti velocità di propagazione dei crack all'interno della storia di carico influenzate sia dalla quantità di ferro presente nella trave stessa che dalle caratteristiche meccaniche del conglomerato.

Le forze orizzontali esercitate dalle molle laterali delle colonne e dei prolungamenti di trave si sono rivelate uno dei maggiori protagonisti dello sviluppo della catenaria dei campioni, in particolare per FR, FR-S e FR-R.

Sono queste che governano tanto la pendenza della catenaria nel processo di carico.

Esse evidenziano il motivo per cui la ridondanza strutturale giochi un ruolo di primaria importanza per l'ottenimento di strutture robuste: simulando i vincoli di interpiano, se queste si rivelano capaci di limitare il cedimento della trave e la deformazione delle colonne, o perlomeno di ritardarli, significa che agiscono come protagonisti della diminuzione di rischio di collasso progressivo delle strutture.

Proprio come i parametri del cls, anche le forze orizzontali esercitate dalle molle laterali variano tanto da sistema a sistema.

Infine, l'elemento che ha dato maggiori problematiche riguardo la sua modellazione matematica sono state le cerniere alla base perché è proprio grazie a loro che si è avuta la capacità di approssimare bene i tratti elastici-lineari: se il modulo di Young di questi elementi di base fosse risultato troppo basso la simulazione sarebbe sfociata nella divergenza degli step iterativi di calcolo.

# CAPITOLO 5

## 5. AGGIUNTA DEI FERRI DI PARETE

La seconda parte del mio lavoro di tesi si concentra sulla risposta strutturale data dall'apporto dei ferri di parete lungo tutta la trave in ciascuno dei sistemi sperimentali studiati.

Questa scelta progettuale nasce dall'esigenza di ridurre il più possibile la possibilità che avvenga un rischio sproporzionato nelle costruzioni reali.

Si è cercato, dunque, di ottimizzare il comportamento strutturale delle travi, anticipandone il comportamento a catenaria e incrementando la capacità resistente complessiva dei campioni sperimentali.

Per ogni modello appena visto che ci è servito per l'approssimazione delle curve reali sono state eseguite un totale di sei analisi strutturali a seconda della posizione dei ferri di parete all'interno della trave e dei loro diametri.

La prima configurazione ha previsto l'inserimento di due armature longitudinali nella mezzeria della trave aventi entrambe diametro di 12 mm nella prima analisi, 14 mm nella seconda e infine 16 mm nell'ultima.

La seconda, invece, ha previsto l'introduzione di due armature longitudinali nei terzi di sezione, sempre adottando gli stessi diametri.

L'inserimento di rinforzi longitudinali consente di ottimizzare la risposta della trave sotto carico, favorendo un aumento della resistenza dei campioni e garantendo una maggiore sicurezza strutturale.

In particolare, l'anticipazione del comportamento a catenaria rappresenta un vantaggio significativo: quando una trave si trova a dover sopportare carichi elevati e perciò raggiunge il proprio limite di resistenza flessionale, il comportamento a catenaria consente di sfruttare la resistenza a trazione dei rinforzi per mantenere la stabilità del sistema e prevenire il collasso sproporzionato.

Una risposta strutturale così 'solida' risulta parecchio desiderata in condizioni di carichi estremi derivanti da eventi eccezionali quali terremoti o esplosioni, in cui è fondamentale garantire un comportamento strutturale duttile e progressivo.

L'aumento della capacità resistente dei sistemi è un altro beneficio diretto derivante dall'adozione dei ferri di parete: questi migliorano la resistenza a trazione della trave, contribuendo a contrastare la formazione di fessurazioni e il degrado prematuro della struttura.

Per una qualsiasi costruzione è importante, infatti, anche tener presente che meno sono le fessurazioni del calcestruzzo e meno saranno i problemi legati a corrosione dovuti alla penetrazione di sostanze chimiche pericolose come cloruri nel conglomerato.

In termini di progettazione strutturale e di analisi dei costi, questa strategia consente di ottenere una maggiore affidabilità dei sistemi senza dover necessariamente incrementare le dimensioni delle travi o l'uso di materiali ad alta resistenza, ottimizzando così il rapporto tra prestazioni e budget disponibile.

L'adozione dei ferri di parete si configura, dunque, come una validissima soluzione per l'ottenimento di strutture robuste capaci di mantenere la loro funzionalità anche in contesti estremi.

L'inserimento dei rinforzi longitudinali risulta un fattore determinante in quanto assicurano che, anche in caso di perdita parziale della capacità portante di alcuni elementi, la struttura sia ancora in grado di resistere e di redistribuire gli sforzi in modo adeguato.

Come vedremo di seguito, le risposte strutturali dei vari campioni sono diverse tra loro dato che l'output strutturale finale di un sistema dipende da tanti fattori quali gradi di vincolo, distribuzione delle stirrup lungo le travi, proprietà dei materiali e condizioni di carico e dalla presenza di dettagli costruttivi speciali utilizzati.

In alcune simulazioni effettuate non si sono avuti grafici completi in quanto, la notevole quantità di acciaio presente, non rende possibile la convergenza dell'iterazione dei calcoli e dunque la risposta strutturale completa si perde.

## 5.1 RISULTATI OTTENUTI

Per i casi analizzati da Lim et al. (2017) si sono ottenuti risultati molto interessanti soprattutto per il confronto tra sistemi a vincoli completi e parziali.

Partendo dal provino di riferimento a vincoli completi FR, si nota come la più semplice applicazione di rinforzo con  $2\Phi 12$  in mezzeria della sezione della trave vada ad anticipare nettamente il comportamento catenario e determini un incremento della capacità resistente.

La prima caduta di tensione associata alla rottura dell'armatura superiore tesa dei nodi esterni, che nel modello riprodotto con Atena 2D si verifica a circa 230 mm di abbassamento, con  $2\Phi 12$  si verifica ben 90 mm dopo. La seconda, invece, che si verifica per cedimento delle armature tese e per il distacco del calcestruzzo fessurato in tutti i nodi risulta essere molto vicina a quella del modello numerico che approssima il caso reale, seppur leggermente anticipata.

Aumentando le quantità di rinforzo sempre nella stessa configurazione in mezzeria adoperando  $2\Phi 14$  e  $2\Phi 16$ , le curve presentano sempre gli stessi andamenti con le cadute di tensione che tendono a spostarsi in prossimità di abbassamenti maggiori.

Incrementando quindi la quantità di rinforzo avrò benefici in termini di catenaria e in particolare per quanto concerne la capacità resistente.

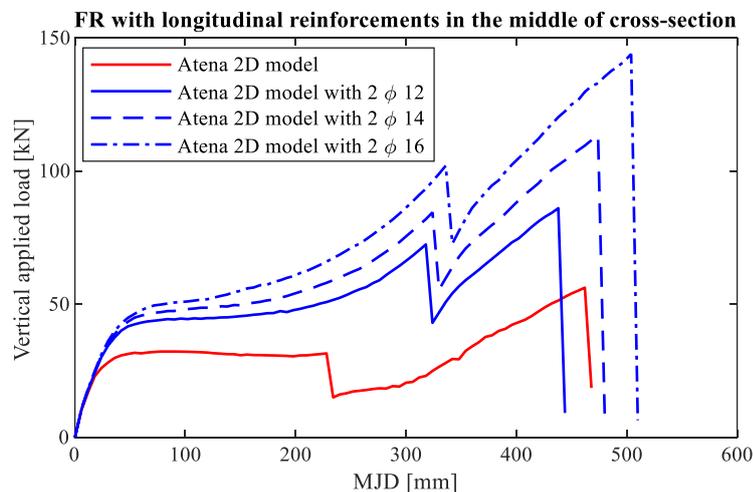


Figure 75: FR con due armature in mezzeria.

La seconda configurazione, che prevede l'inserimento di due rinforzi paralleli in ogni terzo di sezione, presenta delle curve simili a quelle appena viste con nessun particolare guadagno in termini di catenaria rispetto al caso appena visto.

Tuttavia, sono evidenti alcune fondamentali differenze: le cadute di tensione sono molto più vicine tra loro, risultano meno accentuate e si verificano per abbassamenti maggiori.

Ciò è dovuto al fatto che, essendoci una maggiore percentuale di acciaio nella trave, la progressiva rottura di tutte le barre tese che giungono a deformazione ultima avviene in maniera quasi contemporanea per valori di abbassamento veramente molto alti.

Come si può notare dal grafico anche l'aumento di resistenza è netto, ed è circa pari al 50% di quella che si raggiunge nel caso di rinforzi in mezzeria per ciascuno dei tre casi.

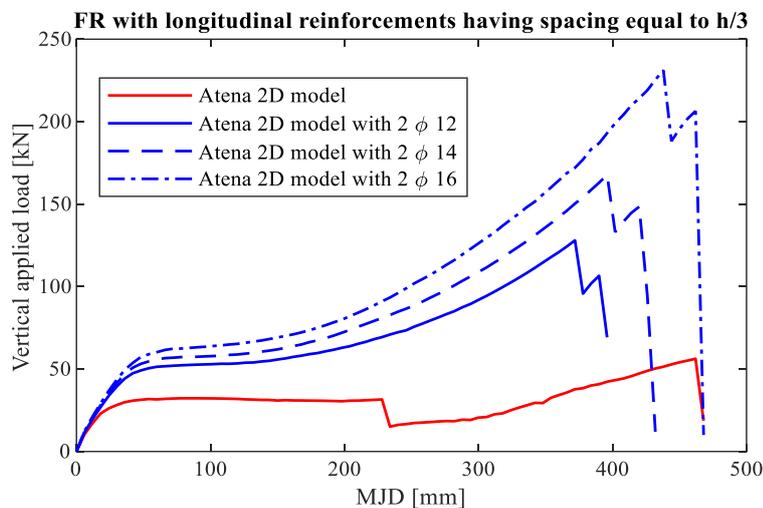


Figure 76: FR con due armature nei terzi di sezione.

Passando ad FR-R, i rinforzi 2Φ12, 2Φ14 e 2Φ16 in mezzeria determinano una risposta strutturale praticamente quasi coincidente: si ha inizialmente un picco di resistenza molto elevato in prossimità dei 40 mm di abbassamento che differisce di 12 kN rispetto al modello riprodotto con Atena 2D, un comportamento trave molto breve che termina a circa 110 mm di abbassamento ed una successiva catenaria che arriva a svilupparsi fino a poco più di 400 mm.

Nonostante questa configurazione di rinforzo in mezzeria non apporti gli stessi incrementi di capacità resistente ottenuti per FR, fa sì che si abbia un netto anticipo della catenaria che passa da 275 mm di abbassamento per il modello numerico semplice a 110 mm per quello rinforzato.

Durante la fase di carico, in prossimità dei 300 mm, nel sistema rinforzato con 2Φ12 si verifica una piccola anomalia nella curva dovuta alla fessurazione del conglomerato cementizio e al suo distacco nei nodi esterni.

Con l'aumento del diametro delle barre di armatura questa anomalia viene 'addolcita' andando ad assomigliare sempre più ad un flesso.

Contrariamente a FR, si ha una sola caduta determinata dall'indebolimento del cls fessurato, rottura delle armature tese in prossimità di tutti i nodi e cedimento delle stirrup più vicine al nodo centrale.

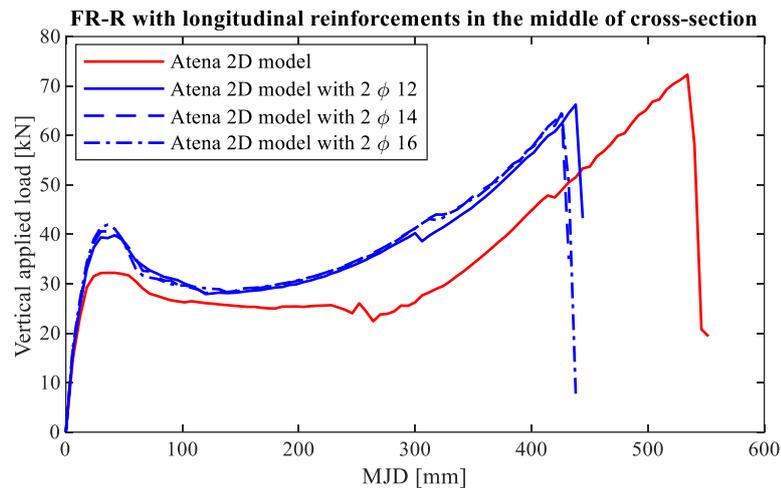


Figure 77: FR-R con due armature in mezzeria.

Passando alle simulazioni dei campioni aventi i rinforzi nei terzi di sezione della trave si hanno più o meno le stesse storie di carico appena viste per tutti e tre i casi.

Contrariamente a quanto ci si possa aspettare la catenaria inizia per gli stessi valori di cedimento del caso precedente.

La cosa evidente è che, aumentando la quantità delle armature longitudinali, si ha un piccolo incremento della resistenza del sistema rispetto a quello che presenta rinforzi in mezzeria di circa una decina di kN.

Per abbassamenti compresi tra i 150 mm e 200 mm, in questa seconda configurazione si hanno delle diminuzioni di resistenza dovute alla propagazione delle fessure del cls lungo la trave e al progressivo snervamento delle armature longitudinali tese nei nodi che arriva già a valori molto alti come il 5%.

Questi sbalzi di resistenza tendono a divenire più ripidi man mano che il diametro dei rinforzi aumenta, assumendo sempre di più la forma di improvvise cadute a scalino simili a quelle causate da deformazione ultima.

Anche per i sistemi riprodotti con rinforzi nei terzi di sezione si hanno collassi per valori di abbassamento leggermente più alti dei 400 mm.

Questo sistema mette in luce come, in certi casi, non sia necessario impiegare quantità esagerate di acciaio per avere una buona risposta strutturale, dato che già con 2Φ12 in mezzeria si ha un comportamento della struttura abbastanza buono nei confronti del collasso sproporzionato.

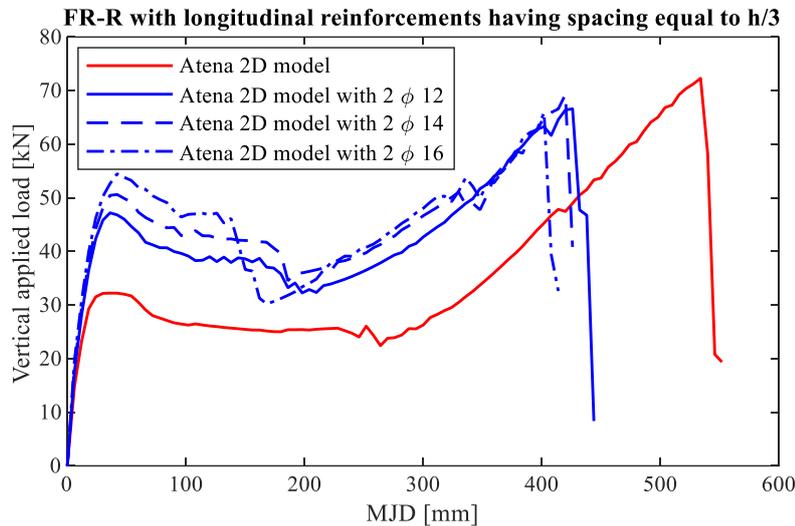


Figure 78: FR-R con due armature nei terzi di sezione.

Anche il sistema FR-S progettato con design sismico presenta un sostanzioso miglioramento della capacità resistente e un netto anticipo della catenaria per entrambe le configurazioni delle armature.

Se in un primo tratto si ha un picco di resistenza dovuto alla completa partecipazione del calcestruzzo nella fase di carico, successivamente si ha un rapido decremento di resistenza a forma di conca causato proprio dalla fessurazione di questo.

Fino a questo punto le curve ottenute dall'analisi strutturale per la configurazione di armatura in mezzeria risultano praticamente coincidenti per 2Φ12, 2Φ14 e 2Φ16.

Esse iniziano a scostarsi di qualche kN nella fase a catenaria, fase in cui si ha una grande ripresa della resistenza.

Intorno a 200 mm di abbassamento per tutti e tre i tipi di rinforzi si ha una prima piccola caduta di tensione causata dall'eccessivo stato fessurativo del conglomerato.

Aumentando l'abbassamento imposto fino a valori prossimi a 300 mm si arriva alla rottura dell'armatura tesa ne nodo centrale. In questa simulazione, probabilmente per l'eccessiva quantità di acciaio adoperata, non si verifica la convergenza degli algoritmi iterativi di calcolo che ne portano all'interruzione.

Sono stati presi per buoni, comunque, tutti gli step ottenuti.

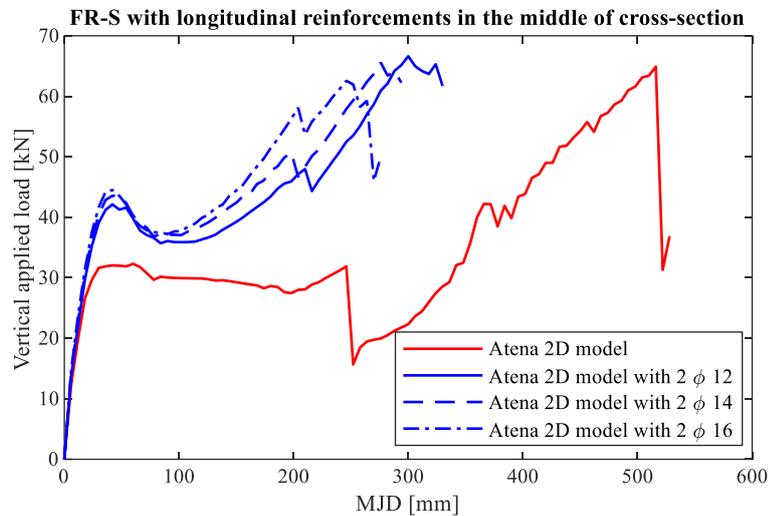


Figure 79: FR-S con due armature in mezzeria.

Per la seconda configurazione vale lo stesso discorso appena fatto per la prima con la differenza che le tre curve spostamento verticale imposto-MJD risultano essere uguali e perfettamente sfasate di circa 7 kN.

È interessante in questo caso vedere come la seconda configurazione non comporti un anticipo della catenaria e soprattutto non vada ad influenzare di tanto la resistenza al collasso progressivo del sistema.

Ciò implica che i sistemi realizzati con design sismico abbiano già di per sé una buona predisposizione a limitare il cedimento delle travi e, dunque, aggiungere eccessiva armatura longitudinale lungo la trave risulta una pessima scelta economica in quanto una performance strutturale ottima la si può ottenere anche con solo con 2Φ12 inseriti nella mezzeria della trave.

Infatti, il comportamento a catenaria, essendo affidato completamente all'acciaio, risente anche della disposizione delle stirrup che, nel design sismico, esercitano un ruolo fondamentale per la struttura.

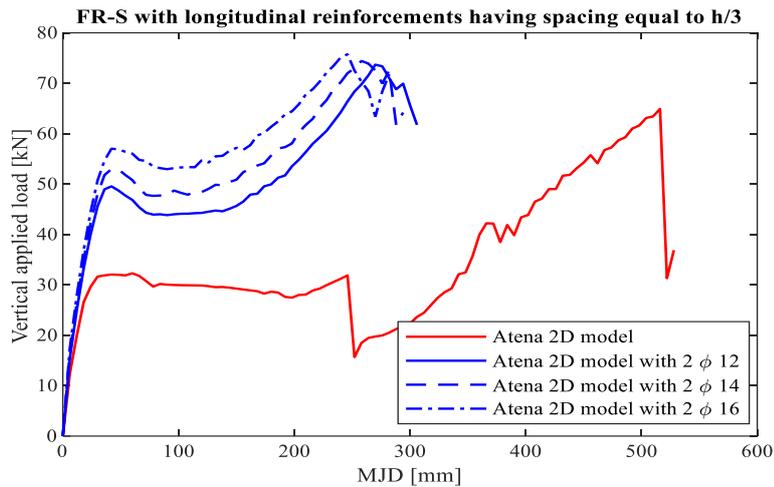


Figure 80: FR-S con due armature nei terzi di sezione.

Passando ora all'analisi dei sistemi a vincoli parziali, salta subito all'occhio come l'unico risultato ottenuto sia il miglioramento in termini di resistenza strutturale.

L'asimmetria dei vincoli di interpiano per IR-1 e la totale assenza dei vincoli orizzontali a livello della trave in IR-2 fanno sì che l'output strutturale ottenuto dalla simulazione non abbia un vero e proprio sviluppo della catenaria per nessuna delle due tecniche di armamento della trave e per nessun diametro dei ferri.

Il processo di collasso inizia con la fessurazione del calcestruzzo che prende piede già per abbassamenti relativamente piccoli (intorno a 50 mm) per arrivare poi al completo distacco nei nodi nella sua configurazione ultima anche nelle zone compresse (crushing).

Anche l'acciaio in questi sistemi non risulta essere un materiale capace di impiegare tutte le sue riserve plastiche in quanto la rottura del copriferro nelle zone tese prossime ai nodi lo espone a rottura prematura.

Nonostante si inseriscano rinforzi in mezzera e nei terzi di sezione non si ha un comportamento desiderato nei confronti del collasso progressivo perché ciò che decreta la fine delle prove di carico è la formazione delle cerniere plastiche all'interno dei pilastri.

Gli esperimenti condotti per questi sistemi a vincoli incompleti sottolineano ancora una volta l'importanza delle forze di interpiano presenti nelle strutture intelaiate poiché sono proprio loro a determinare il completo sviluppo della catenaria.

L'assenza di questa fase, perciò, determina una progressiva perdita di resistenza nel momento in cui si ha la prima caduta di tensione associata alle armature tese senza una sua successiva ripresa, accompagnando il sistema verso il collasso sproporzionato.

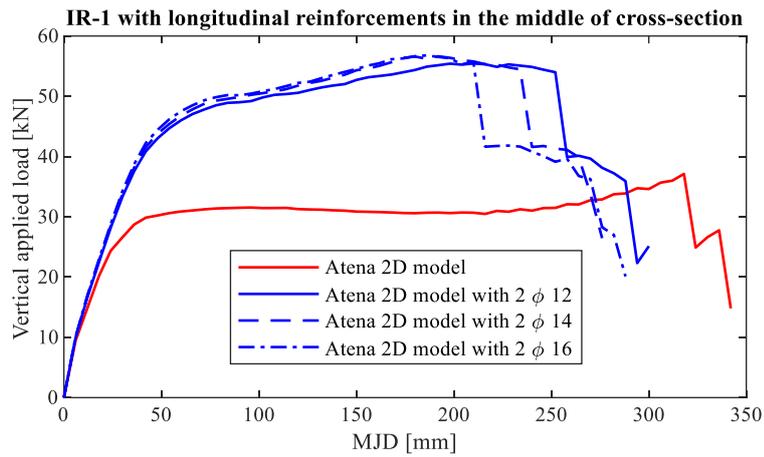


Figure 81: IR-1 con due armature in mezzeria.

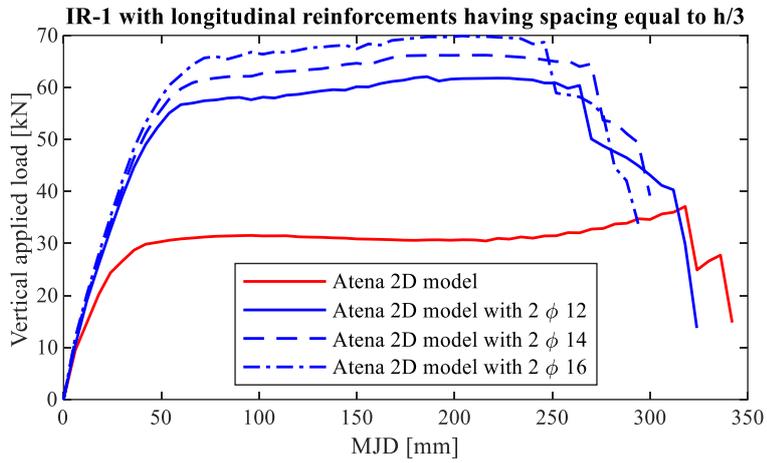


Figure 82: IR-1 con due armature nei terzi di sezione.

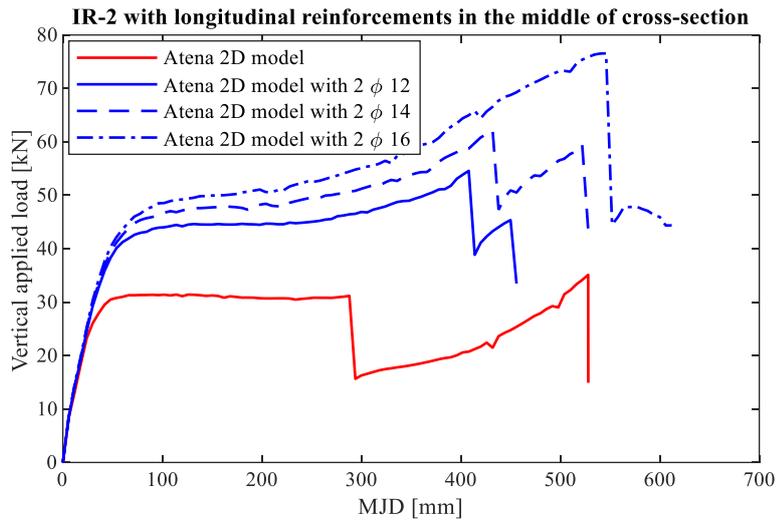


Figure 83: IR-2 con due armature in mezzera.

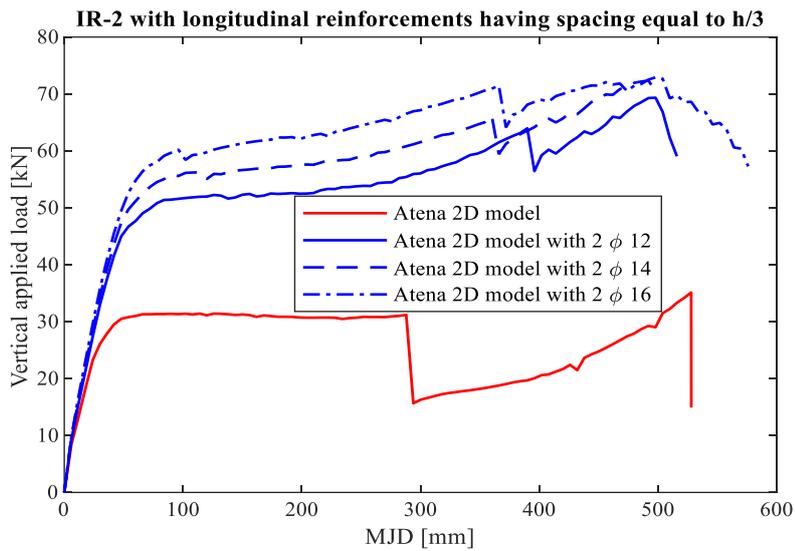


Figure 84: IR-2 con due armature nei terzi di sezione.

Discorso completamente diverso per il sistema B3 riprodotto da Ren et al. (2016).

La realizzazione di un incastro e l'aggiunta di rinforzi longitudinali nelle travi fanno sì che i risultati siano molto simili a quelli ottenuti per il sistema FR.

Si hanno dunque molto prevedibilmente sia l'anticipo della catenaria che l'aumento di capacità resistente.

In particolare, nella prima tecnica di rinforzo sia ha un inizio della catenaria a circa 110 mm di abbassamento per 2 $\Phi$ 12, 105 mm per 2 $\Phi$ 14 e 98 mm per 2 $\Phi$ 16 che arriva a spostamenti molto grandi, oltre i 450 mm.

Per valori compresi tra 300 mm (per 2 $\Phi$ 14 e 2 $\Phi$ 16) e 320 mm (per 2 $\Phi$ 12) si hanno dei punti di flesso che comportano cambiamenti di pendenza delle curve dovuti all'aumento dello stato fessurativo del conglomerato e all'aumento delle deformazioni plastiche delle armature.

Il progressivo degrado dei materiali culmina con la rottura per snervamento delle armature tese e al crushing del calcestruzzo nelle zone compresse di ciascun nodo e incastro.

Ovviamente essendoci una percentuale maggiore di acciaio, le cadute finali di ciascun sistema rinforzato tendono a spostarsi verso abbassamenti maggiori man mano che vengono usati diametri piú grandi.

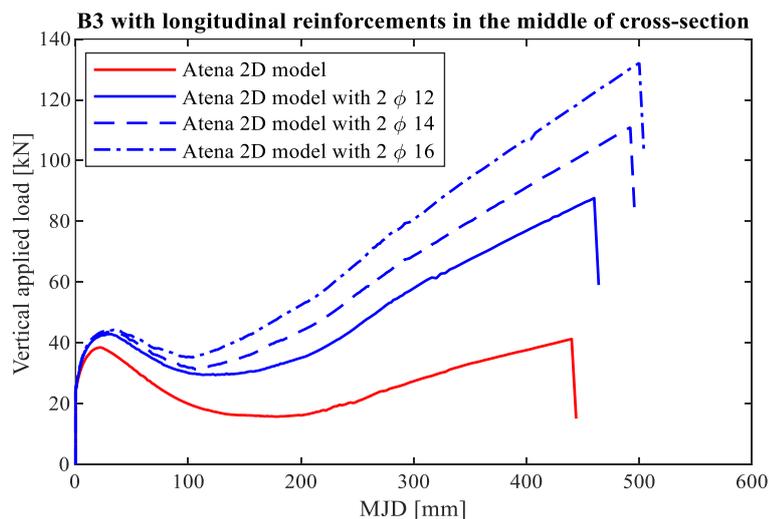
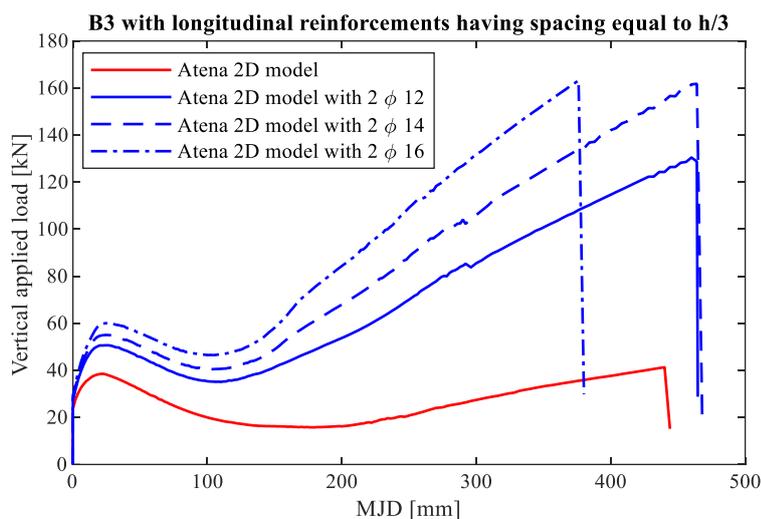


Figure 85: B3 con due armature in mezzeria.

Anche per i sistemi che presentano la seconda tecnica di rinforzo si hanno le stesse storie di carico verticale applicato-MJD, con una differenza sostanziale: quando vengo applicati 2 $\Phi$ 16 nei terzi di sezione della trave si ha una caduta finale del sistema anticipata di ben 90 mm rispetto a quella che si ottiene per gli altri due rinforzi, come è riportato nel grafico di seguito.

Anche per questo sistema la migliore risposta strutturale, a parità di costi, la si ottiene per aggiunta di una piccola percentuale di armatura longitudinale in mezzeria con 2 $\Phi$ 14 oppure con 2 $\Phi$ 16.



*Figure 86: B3 con due armature nei terzi di sezione.*

Per i sistemi riprodotti da Yu e Tan (2013) si ha un interessante confronto tra i risultati ottenuti dalle due configurazioni di rinforzo apportate al campione di riferimento F1-CD e quelle apportate ai sottotelai realizzati con tecniche di progettazione speciali.

Per F1-CD, infatti, oltre al solito anticipo della catenaria e al prevedibile sviluppo di capacità resistente si può vedere un comportamento abbastanza diverso dei materiali fin da subito.

Già per le tre simulazioni eseguite con la prima configurazione di rinforzo, per abbassamenti pari a 50 mm si ha un crollo quasi repentino della resistenza del sistema dovuto alla rapida fessurazione del cls.

Il propagarsi delle fessure nel conglomerato va a determinare la forma molto frastagliata della curva.

Con 2 $\Phi$ 12 si ha una partecipazione del calcestruzzo fino alla prima caduta di tensione causata appunto dal suo elevato stato fessurativo nei nodi esterni e dalla rottura di armature tese negli stessi.

Dopo essa la prova continua solo grazie al contributo delle barre di acciaio, diventando così più lineare nella sua forma e sempre meno frastagliata.

La seconda caduta è sempre causata dal raggiungimento della deformazione ultima a snervamento di quelle armature tese che nella prima caduta erano ancora partecipanti alla storia di carico.

Aumentando la percentuale di acciaio, dunque passando a 2 $\Phi$ 14 e 2 $\Phi$ 16, la prima caduta viene anticipata di ben 40 mm mentre la seconda viene posticipata di 10 mm: ciò significa che per questi rinforzi in mezzera il dominio dell'acciaio viene

allargato e l'azione resistente del calcestruzzo viene ancor più limitata. Già per cedimenti di 250 mm si hanno espulsione di calcestruzzo nelle sezioni compresse (crushing), un suo netto distacco in ogni nodo e rottura del copriferro.

Una volta che si arriva ad abbassamenti di 300 mm la simulazione si interrompe come per FR-S, questa volta però per divergenza dei risultati degli algoritmi iterativi di calcolo dovuti all'altissimo grado di fessurazione della trave.

Stesso discorso vale per la seconda tecnica di rinforzo, in cui il dominio del calcestruzzo viene limitato ancora di più dall'aumento della percentuale di rinforzi nella trave. In particolare, per quest'ultimo caso si hanno simulazioni più brevi.

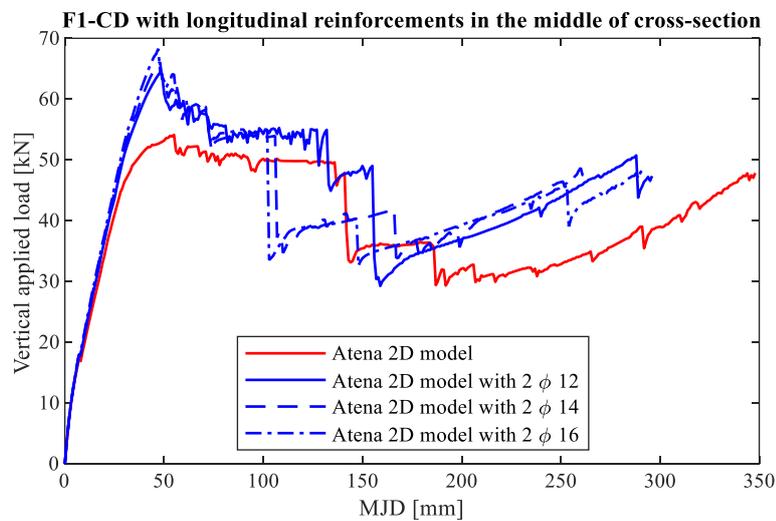


Figure 87: F1-CD con due armature in mezzeria.

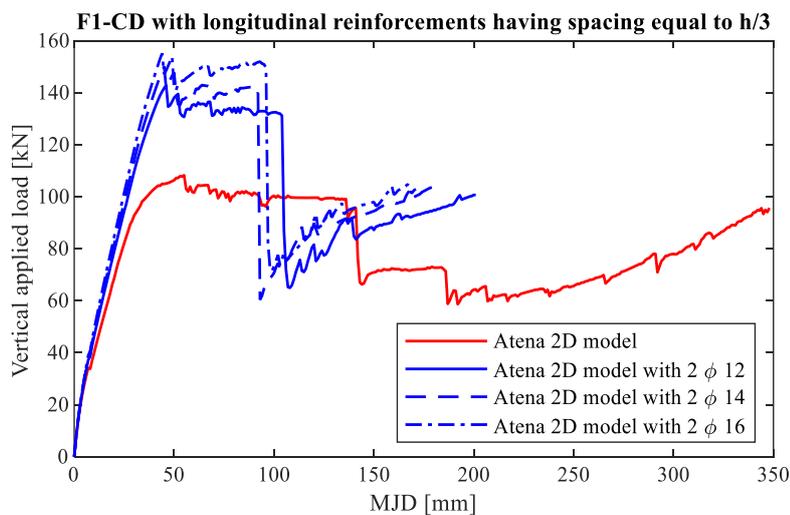


Figure 88: F1-CD con due armature nei terzi di sezione.

Risultati simili sono ottenuti per il sottosistema F2-MR: il calcestruzzo risulta reagente fino a valori di cedimento imposto abbastanza bassi.

In particolare, per le tre prove ottenute dalla prima tecnica di rinforzo in mezzeria i risultati avuti non risultano eccessivamente lontani da quelli del modello numerico riprodotto il caso sperimentale, in quanto ricordiamo che F2-MR è stato progettato in laboratorio con i medesimi criteri di rinforzo proprio a metà sezione della trave.

Come si nota dal grafico sottostante, oltre a picchi di resistenza verificatisi in 75 mm di abbassamento, non si verificano particolari incrementi di resistenza in quanto il calcestruzzo vede una diminuzione delle sue proprietà meccaniche per gli stessi motivi del sistema F1-CD.

Ogni curva presenta diverse cadute: per 2 $\Phi$ 12 ha la prima caduta a circa 165 mm dovuta al distacco del cls nei nodi e subito una seconda a 170 mm dovuta a rottura delle armature tese negli stessi, per 2 $\Phi$ 14 si ha la prima caduta per lo stesso valore di cedimento mentre la seconda a 190 mm per gli stessi motivi ed infine per 2 $\Phi$ 16 si ha prima caduta associata sempre al cracking del cls a 100 mm, mentre le successive due per snervamento dei ferri tesi.

È evidente come, aumentando il diametro dei nodi, la distanza fra le cadute risulta essere sempre più importante.

Ciò è sinonimo del fatto che l'acciaio è in grado di conferire duttilità al sistema evitando collassi di entrambi i materiali improvvisi, favorendo rotture duttili.

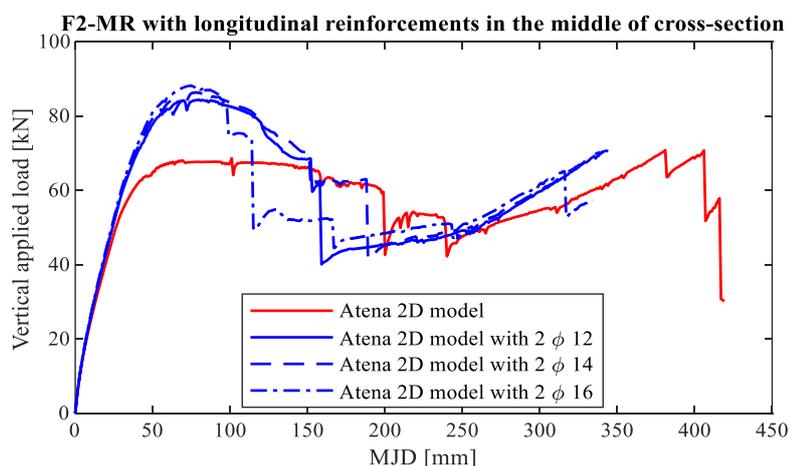


Figure 89: F2-MR con due armature in mezzeria.

La configurazione che prevede i ferri nei terzi di sezione prevede un piccolo beneficio in termini di resistenza di circa 10/15 kN, ma comunque non si ha un miglioramento del comportamento del conglomerato.

Il discorso appena fatto per le cadute di tensione della prima tecnica di rinforzo in mezzeria vale anche per la seconda.

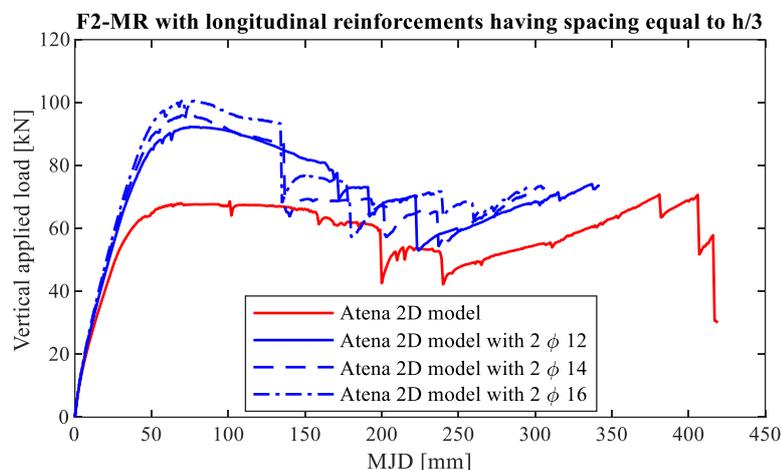


Figure 90: F2-MR con due armature nei terzi di sezione.

Il caso più interessante dei sistemi riprodotti da Yu e Tan (2013) con dettagli speciali è quello che presenta la cerniera parziale: F4-PH.

Dei tre sistemi riprodotti è l'unico che presenta una buona ripresa della catenaria grazie all'aumento della capacità rotazionale delle sezioni in cui c'è la cerniera parziale a cui si aggiunge la duttilità degli ulteriori rinforzi.

Partendo da  $2\Phi 12$  in mezzeria si ha decremento della resistenza del cls per valori intorno ai 150 mm fino ai 190 mm, seguita dalla nascita del comportamento a catenaria.

Le prime due piccole cadute di tensione le si hanno per espulsione di cemento, dal distacco del copriferro nei nodi e dalla progressiva deformazione plastica delle armature tese.

Le cadute più accentuate nella simulazione sono frutto del cedimento delle barre inclinate della cerniera parziale che raggiungono la sua deformazione ultima e che non risulta più in grado di trasferire gli sforzi nella trave indotti dalla rimozione della colonna e quelle tese nei nodi.

Nonostante si abbiano numerose fratture dei ferri, il sistema risulta ancora integro e capace di continuare la sua storia di carico che si interrompe sempre per la divergenza degli algoritmi di calcolo legati all'eccessiva usura del conglomerato cementizio e dell'eccessiva quantità di acciaio.

Per  $2\Phi 14$  e  $2\Phi 16$  in mezzeria vale la stessa storia di carico appena descritta.

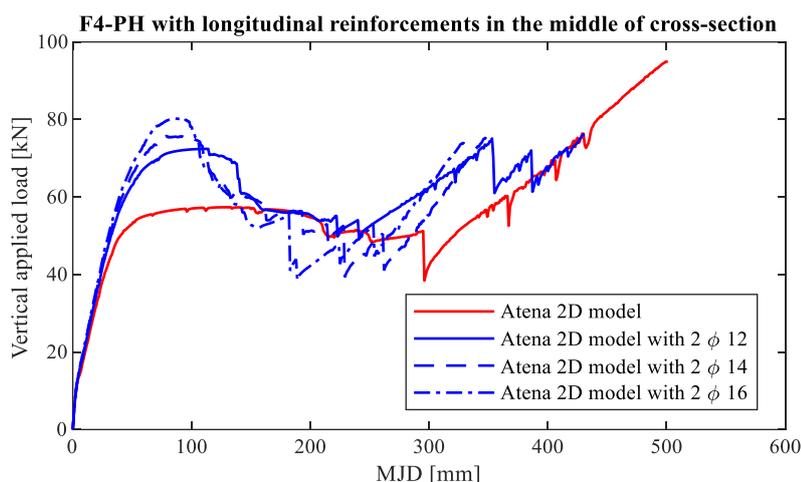


Figure 91: F4-PH con due armature in mezzeria.

I medesimi risultati ottenuti dalle simulazioni non-lineari per quanto riguarda la seconda configurazione di armamento evidenziano una modalità di collasso praticamente uguale ai sistemi appena descritti, con la differenza che l'introduzione di  $2\Phi 12$ ,  $2\Phi 14$  e  $2\Phi 16$  nei terzi di sezione apporta una notevole aumento di resistenza al collasso sproporzionato di addirittura 20 kN.

Questo aumento di resistenza, accoppiata alla notevole capacità rotazionale garantita dalle cerniere parziali, consente di arrivare anche a notevoli abbassamenti della trave che toccano i 380 mm.

I due rinforzi nei terzi di sezione della trave e le cerniere parziali rappresentano dunque un ottimo connubio per l'ottenimento di sistemi robusti.

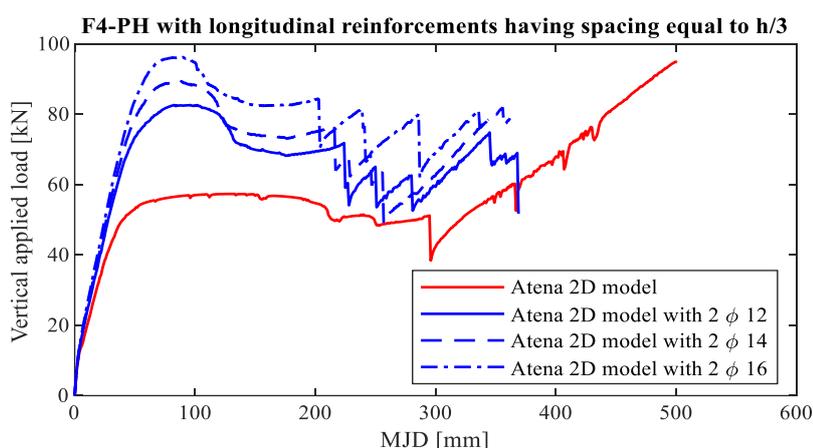


Figure 92: F4-PH con due armature nei terzi di sezione.

## 6. CONCLUSIONI

Lo studio condotto in questo lavoro di tesi ha come scopo quello di mettere in luce i benefici in termini di anticipo di catenaria e di incremento di resistenza che apporta l'introduzione dei ferri di parete lungo le travi in sottotelai realizzati in calcestruzzo armato.

Questi vanno ad influenzare significativamente sulla robustezza di una struttura, un aspetto fondamentale nell'ingegneria civile poiché garantisce la sicurezza e l'affidabilità degli edifici e delle infrastrutture.

Un primo fattore chiave che sembra banale ma che, al contrario, non deve essere minimamente sottovalutato perché incide molto sulla resistenza strutturale delle membrature è la qualità dei materiali adoperati.

L'uso di calcestruzzi ad alte prestazioni con elevate resistenze meccaniche e ottime caratteristiche in termini di durabilità, porta ad un miglioramento della capacità resistente nei confronti di carichi elevati e ad una più lenta esposizione alla fessurazione.

Analogamente, l'impiego di acciai con elevate caratteristiche di duttilità e resistenza permette di migliorare il comportamento della struttura in condizioni di sovraccarico o eventi eccezionali come esplosioni oppure forti urti accidentali.

La scelta dei materiali deve quindi essere calibrata con grande attenzione e cura in quanto, già durante le prime condizioni di esercizio, si potrebbero iniziare ad avere fenomeni di degrado legati alla penetrazione nelle fessure di agenti chimici indesiderati come cloruri nel caso in cui la struttura sia costruita in ambienti particolarmente aggressivi come quelli marini.

Due fattori che ricoprono ruoli da protagonisti per il completo sviluppo del comportamento a catenaria sono la quantità e la disposizione delle armature di acciaio nelle membrature: una corretta progettazione delle armature assicura che le sollecitazioni siano adeguatamente distribuite all'interno della struttura, evitando fenomeni di collasso locale o instabilità.

L'armatura deve essere disposta in modo tale da garantire un'adeguata resistenza sia a trazione che a compressione, contribuendo alla duttilità globale della struttura.

Particolare attenzione deve essere posta nelle zone critiche, come nodi trave-pilastro e sezioni soggette a momenti flettenti elevati, dove l'armatura deve essere adeguatamente dimensionata per resistere alle forze agenti.

È fondamentale notare come, in certi sottosistemi analizzati, non sia necessario l'utilizzo di quantità sproporzionate di rinforzi d'acciaio per avere guadagni in termini di resistenza strutturale e di anticipo di comportamento a catenaria: alcuni risultati ottenuti dalle simulazioni strutturali non-lineari evidenziano come anche il più semplice inserimento di due ferri di parete nelle mezzerie della trave produce

notevoli benefici nella risposta complessiva strutturale di alcuni sistemi, così come anche l'adozione di particolari dettagli costruttivi quali le cerniere parziali che consentono una maggiore flessibilità della membratura e soprattutto una capacità rotazionale maggiore.

I ferri di parete, le cerniere parziali oppure anche un loro connubio rappresenta una valida soluzione progettuale per ottenere un dominio della catenaria molto ampio in caso di cedimenti critici dovuti ad eventi eccezionali, favorendo in questa maniera lo sfruttamento delle riserve plastiche dei materiali evitando bruschi ed improvvisi collassi.

Per sfruttare al massimo il comportamento a catenaria, valorizzando l'estrema capacità deformativa dei sistemi trave-colonna sotto l'ipotesi di rimozione di un pilastro, si deve tener conto anche dell'importanza dei gradi di vincolo di interpiano nei telai.

Essi, infatti, influenzano direttamente il suo comportamento sotto carico.

Strutture con alto grado di iperstaticità tendono a ridistribuire meglio le sollecitazioni, riducendo la probabilità di collassi progressivi. La continuità degli elementi strutturali e la presenza di connessioni rigide favoriscono la ridondanza della struttura, aumentando la sua capacità di resistere ad eventi eccezionali.

Tuttavia, è essenziale considerare anche gli effetti negativi che possono derivare da vincoli eccessivamente rigidi, come l'accumulo di tensioni interne o la limitazione della capacità dissipativa in caso di eventi sismici.

La duttilità deve, perciò, essere sempre l'obiettivo cardine nella progettazione.

I vincoli orizzontali rappresentati dalle forze di interpiano nei telai strutturali influenzano la stabilità della struttura in quanto una corretta distribuzione della rigidità tra i diversi piani consente di ridurre il rischio di instabilità locale e globale.

Infine, la ridondanza strutturale gioca un ruolo cruciale nella robustezza di una costruzione: la presenza di percorsi alternativi di carico consente alla struttura di mantenere la sua funzionalità anche in caso di danneggiamento parziale.

Un elevato grado di ridondanza garantisce una maggiore capacità di assorbire energie provenienti da eventi straordinari, riducendo il rischio di collasso progressivo. Pertanto, una progettazione attenta deve sempre prevedere strategie per incrementare la ridondanza della struttura, migliorandone la resilienza complessiva.

## 7. BIBLIOGRAFIA

- **‘Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni’**, CNR-DT 214/2018
- **‘Advances in structural robustness of reinforced concrete moment resisting frames’**, PhD thesis di Elena Miceli (2024), Politecnico di Torino
- **‘Systematic study on reinforced concrete structures under progressive collapse’**, PhD thesis di Namyo Salim Lim (2017), Nanyang Technological University, Singapore
- **‘Effects of rotational capacity and horizontal restraint on development of catenary action in 2-D RC frames’**, Namyo Salim Lim, K.H. Tan, C.K. Lee (2017)
- **‘Experimental investigation of progressive collapse resistance of one-way reinforced concrete beam–slab substructures under a middle-column-removal scenario’**, Peiqi Ren, Yi Li, Xinzheng Lu, Hong Guan, Yulong Zhou (2016)
- **‘Special Detailing Techniques to Improve Structural Resistance against Progressive Collapse’**, Jun Yu, Kang Hai Tan (2013)
- **‘ATENA Program Documentation Part 4-1’**, Tutorial for Program ATENA 2D di Červenka Consulting s.r.o.

## 8. RINGRAZIAMENTI

Per questo traguardo super impegnativo e sudatissimo ci sono tantissime persone da dover ringraziare, motivo per cui cercherò di essere il più sintetico possibile.

Parto dal ringraziare il Prof. Paolo Castaldo che, fin da subito, si è reso disponibile ad accogliere la mia richiesta di tesi assegnandomi un argomento che ho trovato molto interessante, per le sue conoscenze e per la sua simpatia che mi ha consentito di affrontare serenamente questo lavoro.

Ringrazio la mia correlatrice Elena Miceli che si è dedicata in prima persona alla revisione di ogni mia analisi strutturale con il software dandomi preziosi consigli.

Ringrazio l'altro mio correlatore Diego Gino perché, come Elena, non solo mi ha aiutato tantissimo ma perché mi ha messo a disposizione il suo ufficio facendomi diventare un vero e proprio 'coinquilino'.

Il loro supporto, non solo professionale ma anche emotivo, mi ha consentito di arrivare a questo traguardo nonostante ci siano stati momenti di sconforto in cui ho pensato addirittura di mollare questo lavoro.

Il ringraziamento più grande e doveroso va a tutta la mia famiglia, in particolare a mamma e papà, che non mi hanno mai fatto mancare o pesare nulla, nonostante gli anni al Politecnico abbiano 'leggermente' sfiorato i cinque previsti.

Senza l'affetto e il costante supporto da parte di tutti i miei familiari non sarei stato minimamente capace di affrontare un percorso così duro per me.

Infine, per concludere, un generico ringraziamento va a tutti i miei amici, partendo da quelli storici di vecchia data con cui ho condiviso le scuole, a tutto il gruppo di cambuasciani terroni e polentoni con cui ho stretto qui a Torino, fino ad arrivare a quelli che ho conosciuto durante i corsi e con cui ho condiviso tanti bei e brutti momenti.

Se il Poli è stata un'esperienza meno amara il merito è solo vostro.

Grazie a tutti.

