

# Indice

ABSTRACT.....	1
SOMMARIO.....	2
<b>1. ASPETTI GENERALI SULLE STRUTTURE PREFABBRICATE.....</b>	<b>4</b>
1.1 INTRODUZIONE ALLA PREFABBRICAZIONE .....	4
1.1.1 Cenni storici.....	4
1.1.2 Aspetti peculiari della prefabbricazione .....	7
1.1.3 Schemi strutturali tipici .....	8
1.1.3.1 Strutture a telaio .....	8
1.1.3.2 Strutture a pareti portanti.....	11
1.1.3.3 Strutture a cellula .....	12
1.2 CONNESSIONI MECCANICHE .....	13
1.2.1 Tipologie di connessione.....	13
1.2.1.1 Collegamento solaio – solaio .....	15
1.2.1.2 Collegamento solaio – trave .....	16
1.2.1.3 Collegamento travi – pilastro .....	17
1.2.1.4 Collegamento pilastro – fondazione .....	18
1.2.2 Classificazione delle connessioni .....	20
1.3 CONNESSIONI PILASTRO – FONDAZIONE.....	24
1.3.1 Connessioni a umido .....	24
1.3.1.1 Plinto a bicchiere .....	24
1.3.1.2 Barre sporgenti .....	28
1.3.2 Connessioni con dispositivi meccanici.....	30
1.3.2.1 Scarpe bullonate .....	30
1.3.2.2 Accoppiatori.....	32
1.3.2.3 Barre sporgenti non aderenti.....	35
1.4 IL PROGETTO EUROPEO SAFECAST .....	43
1.5 OBIETTIVI E SCOPO DELLA TESI.....	45

<b>2. CONNESSIONI OGGETTO DI STUDIO E RISULTATI SPERIMENTALI</b>	<b>46</b>
2.1 DESCRIZIONE DELLE PROVE OGGETTO DI STUDIO E RISULTATI SPERIMENTALI.....	46
2.1.1 Setup di prova.....	46
2.1.2 Strumentazione.....	50
2.1.3 Digital Image Correlation.....	54
2.1.3.1 Aspetti teorici.....	54
2.1.3.2 Applicazione.....	58
2.2 COLLEGAMENTI BULLONATI.....	66
2.2.1 Scarpe bullonate.....	66
2.2.1.1 Risultati test 1.....	67
2.2.1.2 Risultati test 2.....	71
2.2.1.3 Risultati test 3.....	73
2.2.1.4 Risultati test 4.....	75
2.2.2 Scarpe indebolite.....	76
2.2.3 Scarpe invertite.....	80
2.2.4 Accoppiatori.....	84
2.2.4.1 Risultati test 1.....	84
2.2.4.2 Risultati test 2.....	89
2.3 COLLEGAMENTI A UMIDO.....	91
2.3.1 Barre sporgenti.....	91
2.3.1.1 Risultati test 1.....	91
2.3.1.2 Risultati test 2.....	95
2.4 CONFRONTO DEI RISULTATI.....	99

### **3. MODELLAZIONE DELLE CONNESSIONI E ANALISI STRUTTURALE**

102

3.1	LEGAMI COSTITUTIVI DEI MATERIALI .....	104
3.1.1	Calcestruzzo.....	104
3.1.2	Acciaio.....	107
3.2	ANALISI SEZIONALE .....	109
3.3	LUNGHEZZA DI CERNIERA PLASTICA .....	116
3.4	CRITERI DI MODELLAZIONE .....	119
3.5	ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSH OVER.....	122
3.5.1	Introduzione all'analisi pushover.....	123
3.5.2	Risultati delle analisi.....	126
3.5.2.1	Scarpe bullonate.....	126
3.5.2.2	Barre sporgenti post-inserite .....	125
3.5.2.3	Scarpe invertite .....	127
3.5.2.4	Accoppiatori.....	128
3.5.2.5	Confronti .....	130
3.6	ANALISI STATICA NON LINEARE: COMPORTAMENTO CICLICO ..	132
3.6.1	Curva di involuppo.....	132
3.6.2	Risultati delle analisi.....	136
3.6.2.1	Barre sporgenti post-inserite .....	136
3.6.2.2	Scarpe bullonate invertite .....	138
3.6.2.3	Accoppiatori.....	140
3.6.2.4	Scarpe bullonate.....	141

4. COMPORTAMENTO SISMICO DI UNA STRUTTURA MULTIPIANO CON DIVERSE TIPOLOGIE DI CONNESSIONE PILASTRO-FONDAZIONE .....	145
4.1 ANALISI SPERIMENTALE DI UNA STRUTTURA PREFABBRICATA MULTIPIANO.....	145
4.1.1 Caratteristiche del prototipo .....	145
4.1.2 Prove pseudo-dinamiche.....	149
4.2 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA .....	152
4.2.1 Struttura .....	152
4.2.2 Carichi .....	153
4.2.3 Lunghezza di cerniera plastica .....	154
4.3 ANALISI DINAMICA NON-LINEARE.....	156
4.3.1 Barre sporgenti .....	156
4.3.2 Scarpe bullonate .....	162
4.3.3 Scarpe invertite.....	166
4.3.4 Accoppiatori .....	170
4.3.5 Confronto dei risultati.....	174
CONCLUSIONI.....	176
BIBLIOGRAFIA.....	175
INDICE DELLE FIGURE.....	178
RINGRAZIAMENTI.....	190

## ABSTRACT

Il presente lavoro di tesi riguarda la caratterizzazione meccanica del comportamento di nodi prefabbricati pilastro-fondazione soggetti a carichi ciclici e lo studio dell'influenza di diverse tipologie di tali connessioni sul comportamento sismico dell'insieme strutturale. Una prima parte sperimentale del lavoro concerne una campagna sperimentale effettuata presso il Politecnico di Milano all'interno del progetto di ricerca europeo Safecast, rivolto allo studio del comportamento sismico delle connessioni tra elementi prefabbricati. All'interno di questo progetto sono state soggette a sperimentazione diverse tipologie di connessione meccaniche a secco e a umido, alcune di recente introduzione ed altre innovative. I test sono stati effettuati su provini al vero con pilastri di 2,5m d'altezza e sezione di 0,4mx0,4m. Lo scopo dei test è quello di misurare la capacità finale di ciascun collegamento soggetto a un carico ciclico orizzontale, valutando la sua duttilità, la sua capacità di dissipazione energetica e verificando le modalità di rottura caratteristiche. In seguito sono state effettuate delle analisi numeriche, sia statiche non-lineari (pushover) che dinamiche non-lineari (cicliche), al fine di calibrare strumenti semplici (macro-modelli) per la progettazione delle diverse connessioni. Attraverso il modello isteretico scelto per rappresentare il comportamento delle connessioni è stato possibile catturare il comportamento non-lineare in termini di forza-spostamento e momento-rotazione tenendo conto della degradazione della resistenza durante il corso della prova. I risultati ottenuti sono in buon accordo con le curve sperimentali. Infine per effettuare un confronto tra le varie tipologie in termini di comportamento sismico globale di un edificio sono state condotte analisi dinamiche non lineari su un edificio prefabbricato multipiano in scala reale oggetto di prova presso il laboratorio di Elsa del Centro Comune di Ricerca della Comunità Europea (European Laboratory for Structural Assessment), sempre all'interno del progetto Safecast, cui sono stati applicati i modelli delle diverse connessioni. I risultati ottenuti mostrano sostanziali differenze nel livello di danneggiamento raggiunto dalle differenti connessioni.

## SOMMARIO

Il crescente sviluppo della tecnologia associata alle strutture prefabbricate in Italia e in Europa ha portato all'utilizzo di connessioni meccaniche tra i vari elementi al fine di razionalizzare il processo costruttivo. Tali connessioni devono garantire il corretto funzionamento strutturale sulla base delle ipotesi progettuali anche in caso di evento sismico. È in questo contesto che si inserisce il lavoro di tesi, volto allo studio del comportamento sismico dei collegamenti tra pilastro e fondazione per strutture prefabbricate e della loro influenza sulla risposta strutturale globale.

Nel primo capitolo si trattano alcuni aspetti generali delle strutture prefabbricate e si descrivono i tipici collegamenti tra elementi prefabbricati e le loro principali problematiche. Il lavoro poi si focalizza su diverse tipologie di connessioni pilastro-fondazione, sia esistenti, sia di tipo innovativo. Il secondo capitolo presenta la fase sperimentale del lavoro, svolta presso il laboratorio di Prove Materiali del Politecnico di Milano nell'ambito del progetto di ricerca europeo Safecast. Nella fase sperimentale sono state sottoposte a prova diverse tipologie di connessione meccaniche, a secco e a umido, al fine di valutare le prestazioni sismiche delle unioni. Le prove, di tipo ciclico a spostamento imposto hanno consentito di valutare la duttilità, la capacità dissipativa e la modalità di rottura specifica di ogni tipologia di unione. Il terzo capitolo presenta alcuni modelli numerici per l'interpretazione del comportamento delle connessioni studiate e la procedura di validazione con riferimento ai risultati sperimentali ottenuti. Per la calibrazione dei macro-modelli proposti, sono state effettuate analisi numeriche di tipo statico non-lineare e dinamico non-lineare. Nel quarto ed ultimo capitolo si pone a confronto il comportamento di un edificio multipiano con diverse tipologie di connessione pilastro-fondazione. L'edificio preso in esame è il prototipo di struttura prefabbricata multipiano in scala reale testato con modalità pseudo-dinamica presso il laboratorio ELSA (European Laboratory for structural Assessment) del Centro Comune di Ricerca della Comunità Europea di Ispra (VA), sempre nell'ambito del progetto Safecast. Le analisi svolte hanno permesso di confrontare i diversi comportamenti delle

connessioni e studiare la loro influenza sulla risposta globale di un edificio prefabbricato multipiano. I risultati ottenuti consentono di evidenziare l'efficacia delle diverse unioni studiate in presenza di azioni di tipo sismico.

# 1. ASPETTI GENERALI SULLE STRUTTURE PREFABBRICATE

## ***1.1 INTRODUZIONE ALLA PREFABBRICAZIONE***

### ***1.1.1 Cenni storici***

Lo sviluppo della prefabbricazione in Italia ha avuto il suo esordio nel primo dopoguerra, grazie alla combinazione di alcune condizioni favorevoli quali la necessità della ricostruzione del patrimonio edilizio dopo gli eventi bellici e la volontà di farlo in tempi brevi. Tale sviluppo è stato reso possibile inoltre dalla presenza di realtà imprenditoriali che già dagli anni venti avevano avviato la produzione di elementi prefabbricati come blocchi in calcestruzzo per le murature, tubi per acquedotti e fognature, travetti per i solai e pali in cemento armato centrifugato. Il primo campo a svilupparsi è stato quello della componentistica per i solai, che ha portato alla realizzazione delle lastre predalles e dei pannelli alveolari, elementi che oggi sono tra le più diffuse tipologie di solaio soprattutto grazie alla semplicità di messa in opera. Di pari passo procedeva anche lo studio delle coperture con grandi luci per edifici industriali, utilizzando le volte in latero cemento con catene metalliche o soluzioni più architettoniche come le volte a shed o le cupole iperboliche.

A partire dagli anni cinquanta la collaborazione tra il mondo accademico e quello imprenditoriale ha fatto fiorire la qualità, la varietà e la ricerca in questo ambito: *"Nel settore delle strutture prefabbricate l'attività progettuale risultava ancor più affascinante, dovendosi impegnare anche nella scelta delle tecnologie e nella concezione degli impianti di produzione. Si progettava la trave in precompresso a fili aderenti assieme al sistema modulare delle casseforme componibili, previa la progettazione della pista di precompressione con i relativi ancoraggi terminali.*



*L'offerta si estendeva ai pannelli di solaio e via via a tutti gli altri elementi costruttivi, pilastri, plinti e pannelli di tamponamento fino a fornire l'intero sistema prefabbricato montato in opera " (Toniolo, 2000 [6]).*



*Figura 1.1 Copertura con volte a shed in latero-cemento. (Toniolo,2000[6])*

Ormai da qualche decennio la prefabbricazione è nel pieno del suo sviluppo, e nasce l'esigenza di un consolidamento culturale e di un confronto tra i differenti criteri progettuali e produttivi; così nel 1974 nasce il CTE - Collegio dei Tecnici dell'industrializzazione Edilizia - (fonte da cui, anche in questo lavoro di tesi, si è attinto materiale), composto da docenti universitari e professionisti esterni. Esso ebbe fin da subito un grande successo e portò ad approfondire svariate tematiche, dalla tecnologia dei calcestruzzi e la progettazione architettonica integrata con la componentistica prefabbricata fino all'aggiornamento degli Eurocodici. Questo ha permesso all'industria dei prefabbricati una maggiore autorevolezza ovunque si trattasse di affrontare, con i prodotti d'avanguardia, le più inedite innovazioni. Da segnalare che all'interno della prefabbricazione in calcestruzzo il campo che da subito ha iniziato a prendere piede in maniera significativa è stato quello delle coperture di edifici industriali per il fatto che gli elementi prefabbricati permettevano di raggiungere luci maggiori con costi competitivi, facendo concorrenza anche all'acciaio.

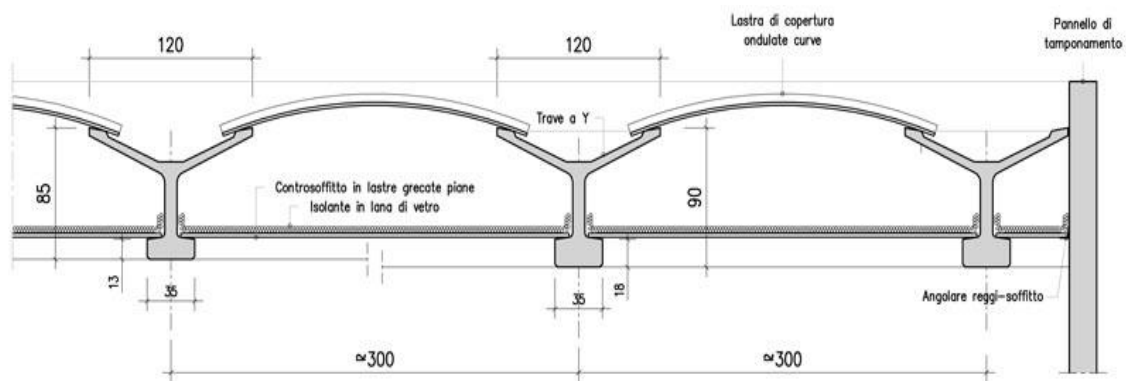


Figura 1.2 Sezione di una copertura con elementi a Y in calcestruzzo prefabbricato e lastre ondulate di completamento

Tra gli anni sessanta e settanta si è poi diffuso un altro nuovo prodotto: l'elemento a Y, una trave dai piccoli spessori che, collocata a intervalli adeguati, permette di formare la copertura assieme alle interposte lastre ondulate. Anche il successo della trave a Y dovette molto alla sua economicità.

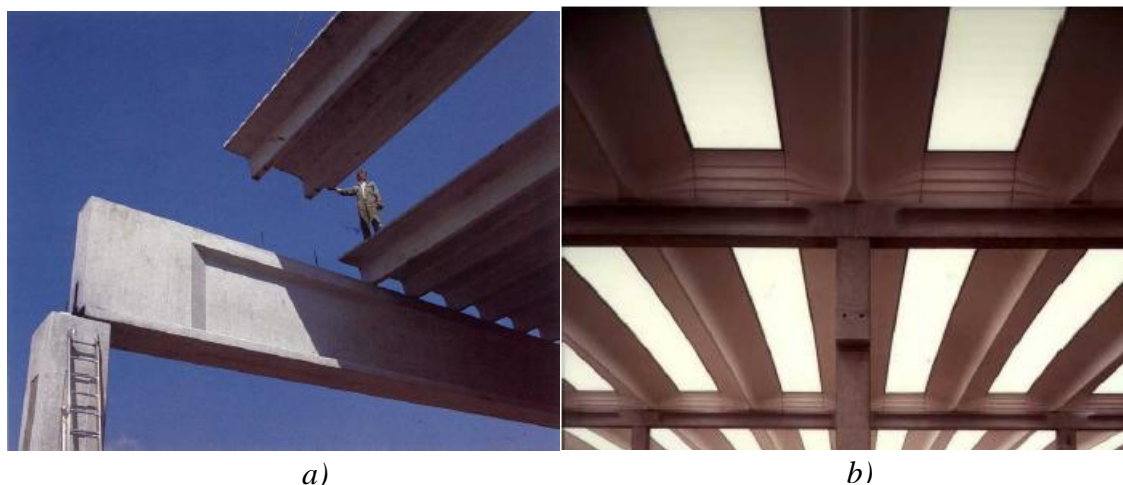


Figura 1.3 a) Posa in opera di tegole a pi-greca b) Copertura di grandi luci con voltine alari. (Toniolo, 2000[6])

Alla fine degli anni Ottanta vennero immesse sul mercato le voltine di piccolo spessore, elementi più costosi ma "con grande contenuto di analisi strutturale, di tecnologia produttiva e di progettazione compositiva. Oggi se ne producono da 30 a 40 mila unità all'anno" ( Toniolo, 2000[6]). Negli anni Novanta la soluzione in struttura prefabbricata di calcestruzzo ha coperto circa l'85% dell'edilizia industriale.

Nel quadro dello sviluppo qui sommariamente delineato, lo studio degli elementi prefabbricati e in particolare delle loro connessioni è ancora di estrema attualità, soprattutto combinato con le nuove esigenze sismiche dettate dalle Normative Italiane.

Inserendosi in questo indirizzo di ricerca il lavoro di tesi tratta del collegamento tra pilastro e fondazione prefabbricate, sia per quanto riguarda nuove tipologie di connessioni meccaniche a semi-secco sia per quanto riguarda la risposta della connessione e dell'insieme strutturale alle sollecitazioni sismiche.

### ***1.1.2 Aspetti peculiari della prefabbricazione***

La prefabbricazione si è affermata nel mondo delle costruzioni soprattutto per i vantaggi che porta con sé quali:

- Aumento della velocità di costruzione, grazie al processo produttivo che avviene nelle aziende e che porta a una permanenza in cantiere minore rispetto al gettare in opera
- Riduzione della manodopera e dell'attrezzatura necessaria per la posa in opera che porta ad una minore congestione del cantiere
- I singoli elementi hanno una qualità migliore dal punto del materiale grazie ai controlli di produzione e agli impianti di betonaggio ad alta tecnologia
- Maggiore durabilità data dalla maggior qualità della costruzione e dal fatto che in esercizio non vi è fessurazione in un prodotto precompresso
- La post-tensione può essere un metodo conveniente per collegare elementi prefabbricati realizzando strutture continue con riduzione delle sezioni e utilizzo di luci maggiori
- Se correttamente progettate le strutture prefabbricate possono subire un danneggiamento minore -rispetto a quelle tradizionali- in caso di evento sismico perché permettono di realizzare in opera nodi strutturali con dettagli costruttivi semplici, aumentando il controllo delle zone critiche.

A fronte di questi benefici bisogna considerare anche che la prefabbricazione porta con sé alcuni svantaggi quali:

- Devono essere sviluppati metodi efficaci ed economici per collegare gli elementi prefabbricati in modo che possano resistere alle azioni sismiche e assicurare l'integrità del sistema
- Le tecniche di costruzione utilizzate per i giunti tra elementi prefabbricati possono essere non tradizionali, e quindi la costruzione deve essere eseguita con il massimo controllo della qualità
- Può essere richiesto un costo maggiore per l'utilizzo dei mezzi di sollevamento - come le gru- poiché gli elementi prefabbricati hanno dimensioni e pesi considerevoli
- Potrebbe essere necessario lavorare con tolleranze relativamente piccole

### ***1.1.3 Schemi strutturali tipici***

#### *1.1.3.1 Strutture a telaio*

Per quanto riguarda i sistemi a telaio la scelta può seguire due criteri: possono essere con collegamenti emulativi del gettato in opera (con nodi incastrati o semi-incastrati) oppure con collegamenti a travi incernierate. Attualmente si stanno studiando anche dei sistemi ad *“assetto variabile cioè in grado, in presenza di accelerazioni sismiche ridotte di realizzare l'usuale telaio a cerniera mentre, per zone con accelerazioni maggiori, di realizzare, a montaggio avvenuto, nodi incastrati al solo piano di copertura oppure incastrati anche a tutti i piani secondo la necessità di contenere il valore  $\theta$  e il limite di danno ma sfruttando la possibilità di progettare strutture ad alta duttilità con dissipazione energetica sulle strutture orizzontali eliminando il pericolo del piano debole”* (A. Dallago, 2008 [8]).

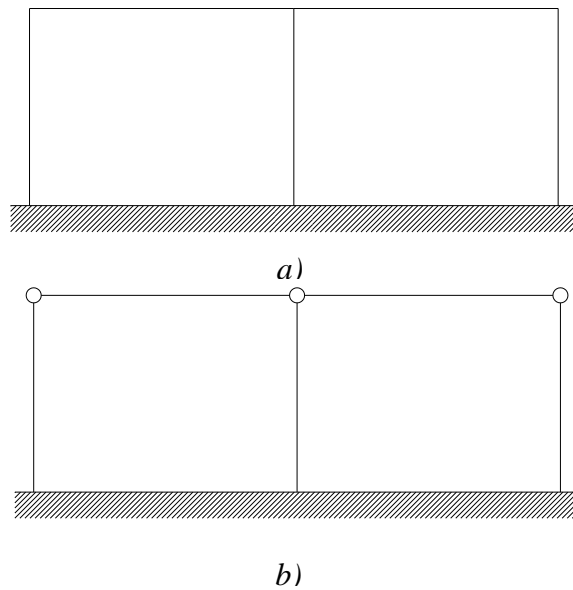


Figura 1.4 Struttura prefabbricata a telaio a) incastrato emulativo b) a pilastri isostatici

I primi schemi strutturali con cui ha preso piede la prefabbricazione in Italia presentavano una struttura composta da pilastri, schematizzati come mensole a sbalzo dalla fondazione, che sorreggevano le travi longitudinali e quelle trasversali, coprendo l'intera area e sostenendo qualsiasi tipologia di lastra corta per la copertura, il tutto semplicemente appoggiato. In altri casi, che ora rappresentano la più tipica struttura prefabbricata in Italia, sono presenti solo le travi longitudinali mentre le travi trasversali e le lastre sono state sostituite con svariati sistemi di copertura di grandi dimensioni, tipicamente con larghezza pari a 2,5 m e con luce fino a più di 20 m con sezioni sottili di forme svariate, dalle più tradizionali a T,  $\Pi$  o Y fino a più elaborate forme curve. I supporti devono essere provvisti di connessioni per trasmettere le forze orizzontali e per prevenire il formarsi di blocchi dovuti alla perdita di capacità perché non si può fare affidamento solo sull'attrito sotto azioni sismiche. In alcuni casi questo tipo di struttura è rinforzata longitudinalmente con pareti o barre diagonali.

Per questo tipo di strutture si sta ancora discutendo su quale sia il fattore di comportamento di progetto appropriato. Mentre inizialmente la struttura prefabbricata è stata classificata come un pendolo inverso, la sua duttilità può essere considerevole (come dimostrato da numerosi studi e sperimentazioni).

Per quanto riguarda la soletta, le strutture prefabbricate tradizionalmente sono costruite con uno strato integrativo in calcestruzzo armato gettato in opera, ritenuto necessario

per resistere alle sollecitazioni nel piano. Attualmente il getto integrativo è un inconveniente poichè la sua classe di resistenza è inferiore a quella della parte prefabbricata e l'aggiunta di peso è alta. Il peso extra richiede travi, pilastri e fondazioni più pesanti, che insieme significano più massa, perciò sollecitazioni sismiche maggiori e perciò richiedono una struttura più forte. Inoltre in certi casi lo spessore della cappa collaborante sommato per tutti i piani può influire sull'altezza totale della struttura. Per supplire a questo inconveniente si possono utilizzare diaframmi costruiti con gli elementi prefabbricati, senza l'aggiunta di getti integrativi. Nel caso in cui non si possa andare a creare un piano rigido, come ad esempio se gli elementi di solaio sono distanziati per permettere l'illuminazione naturale, raramente vi è un'azione di diaframma e quindi la progettazione alle forze orizzontali deve tenerne conto.

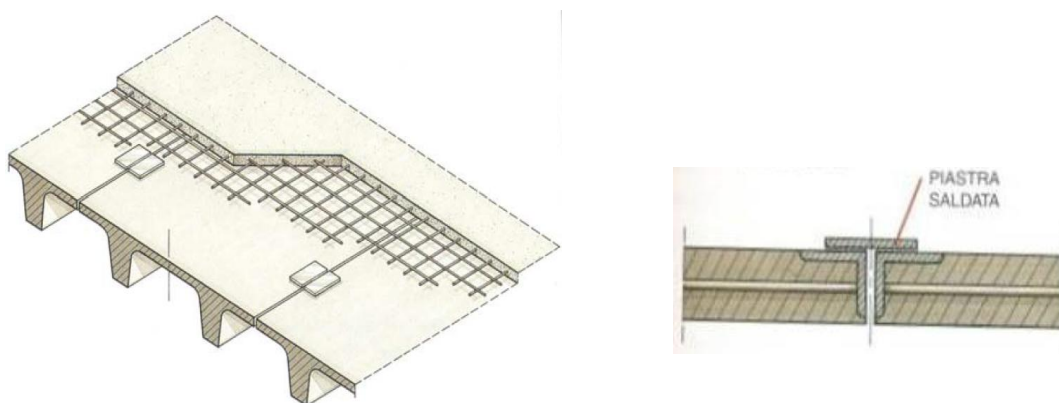


Figura 1.5 esempio di realizzazione di diaframma di piano.(Fédération internationale du béton, 2003[10])

Esiste anche una tipologia di struttura mista telaio-pareti, nella quale la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*. Le pareti prefabbricate possono essere utilizzate come parte del sistema stabilizzante per resistere ai carichi orizzontali nel proprio piano.

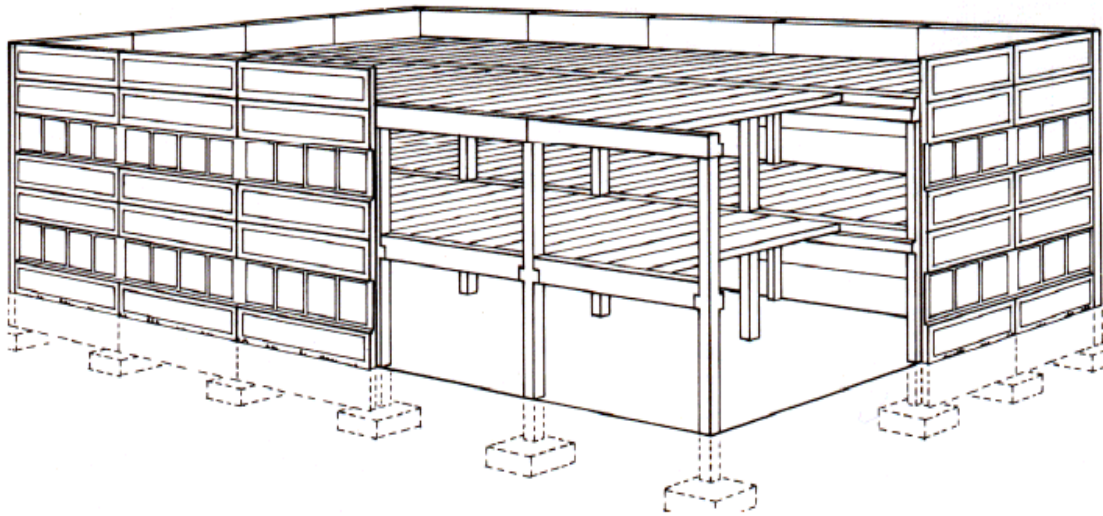


Figura 1.6 Esempio di sistema a parete non-portante con elementi prefabbricati. (Fédération internationale du béton, 2003[10])

### 1.1.3.2 Strutture a pareti portanti

Le strutture a pareti portanti sono costituite da elementi strutturali di tipo bidimensionale caratterizzate da dimensioni longitudinali e di altezza prevalenti sullo spessore. Tali strutture devono tendere a costituire un sistema pluriconnesso con comportamento scatolare. Importante è progettare le strutture integrando l'aspetto della sicurezza meccanica, della sicurezza in caso d'incendio (se sono pareti tagliafuoco) e condizioni di benessere (se gli elementi funzionali fanno indirettamente da chiusura).

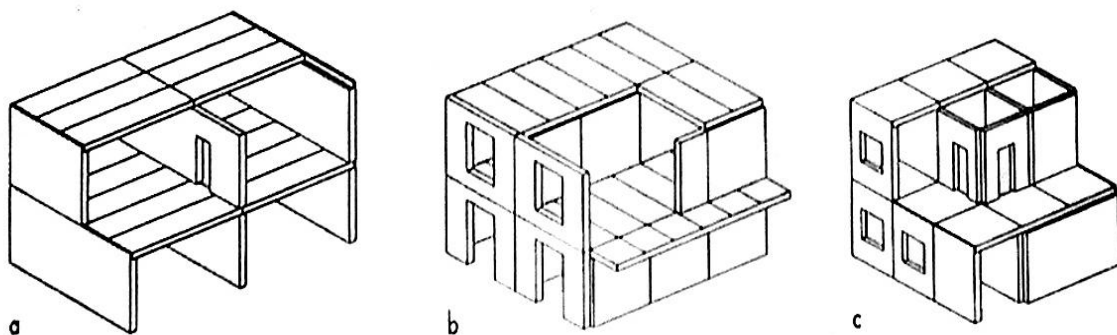


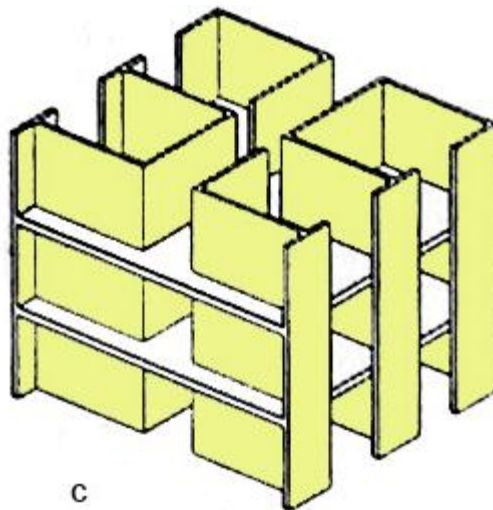
Figura 1.7 Schema strutturale di edificio a pareti portanti a) longitudinali b) trasversali c) disposte lungo due direzioni prevalenti. (Fédération internationale du béton, 2003[10])

I principali sistemi a parete prefabbricata sono le tre tipologie mostrate in figura 1.7, ovvero in base al fatto che abbiano pareti portanti longitudinali (da lato esterno a lato

esterno) oppure pareti portanti trasversali (sempre da lato esterno a lato esterno) o in entrambe le direzioni.

### *1.1.3.3 Strutture a cellula*

Il sistema a cellula è composto da elementi tridimensionali scatolari. Il sistema di costruzione a scatola rappresenta lo sviluppo tipico delle costruzioni in muratura. Per sistema a scatola chiusa si intende descrivere la forma geometrica matrice della struttura portante in grado di definire un volume di spazio concluso in tutti i suoi lati. I rapporti con l'esterno sono limitati ad aperture di finestre e porte. La possibilità di articolare liberamente gli spazi interni è condizionata dal reticolo murario portante che risulta vincolante. Il sistema a celle aperte lascia spazi aperti, legando pareti in direzioni ortogonali.



*Figura 1.8 Esempio di struttura portante prefabbricata del tipo a cellula. (Fédération internationale du béton, 2003[10])*



## 1.2 CONNESSIONI MECCANICHE

“È un’idea sbagliata quella di pensare alle tecnologie prefabbricate solamente come una mera traslazione del gettato in opera in un numero di elementi finiti prefabbricati che vengono assemblati in sito in maniera tale da ottenere qualcosa di identico al gettato in opera” (Fédération internationale du béton, 2008 [10]). Connettere elementi infatti non è solo questione di fissare gli uni agli altri, ma significa assicurare l’integrità strutturale dell’intera costruzione. Il sistema strutturale è composto da elementi prefabbricati in calcestruzzo che vengono giuntati in maniera meccanica a secco oppure a semi-secco (completati con getto integrativo di piccola entità di malta o calcestruzzo). Una progettazione e una costruzione efficace si raggiungono dunque tramite l’utilizzo della connessione adatta per soddisfare tutti i requisiti richiesti nel caso specifico.

### 1.2.1 Tipologie di connessione

In figura 1.9 sono illustrati i possibili collegamenti tra elementi prefabbricati:

1. Solaio - Solaio
2. Solaio - Trave
3. Trave - Pilastro
4. Pilastro - Fondazione
5. Pannello - Struttura
6. Pannello . Pannello
7. Pannello - Fondazione

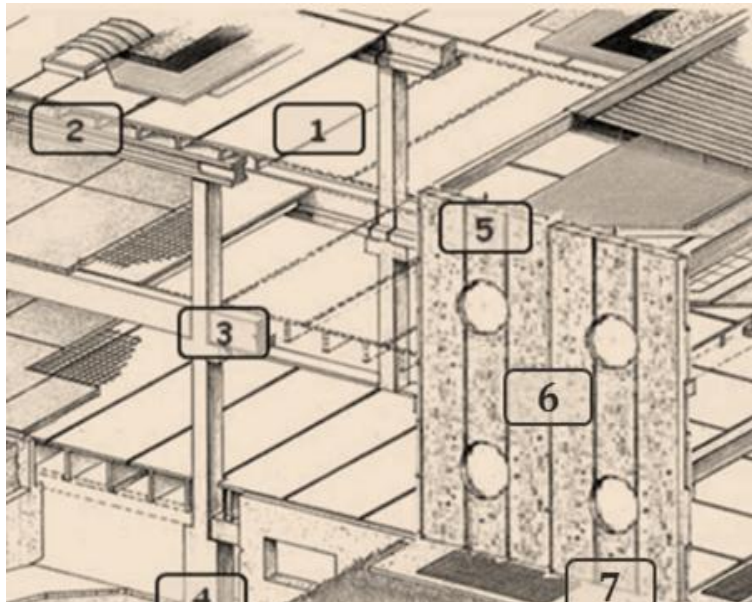


Figura 1.9 Categorie di nodi tra elementi prefabbricati. [www.safecastproject.eu]

Ognuna di queste connessioni porta con sé delle problematiche specifiche che vanno affrontate tenendo conto delle normative vigenti in campo sismico. Infatti la

progettazione di edifici in calcestruzzo in zona sismica deve garantire un'adeguata capacità di dissipazione dell'energia da parte della struttura (senza una significativa riduzione della sua resistenza globale nei confronti delle azioni orizzontali e verticali) e un comportamento duttile globale. Proprio in funzione della capacità di dissipazione isteretica, gli edifici vengono classificati in classi di duttilità: bassa (DCL), media (DCM) e alta (DCH). Inoltre, in funzione del sistema strutturale dell'edificio, vengono forniti dei valori del coefficiente di comportamento  $q$  per ogni classe di duttilità. È indispensabile evitare che si creino dei meccanismi di rottura fragili o altri meccanismi di crisi indesiderati (non duttili) andando a progettare in maniera tale da permettere la formazione di cerniere plastiche localizzate (con alta capacità rotazionale) che si possono sviluppare grazie ad una progettazione basata sulla gerarchia delle resistenze.

Di seguito si riportano le caratteristiche peculiari per ciascuna tipologia di connessione, si fa eccezione per le connessioni relative ai pannelli di tamponamento, le cui specificità richiederebbero un'ampia trattazione.

### 1.2.1.1 Collegamento solaio – solaio

I collegamenti più frequentemente utilizzati di questa tipologia prevedono un getto di completamento in opera che, unitamente ad armature di ripresa affioranti dai manufatti e ad un'apposita armatura aggiuntiva, permettono di creare un comportamento a “diaframma” rigido, simile a quello di impalcati di solai completamente gettati in opera. Altri collegamenti che vogliono realizzare lo stesso tipo di comportamento degli impalcati vedono la presenza di saldature, bulloni o tasselli applicati a più elementi metallici di collegamento; questi vengono disposti lungo i punti di contatto di elementi di copertura contigui o in presenza di lastre piane o curve interposte tra i tegoli.

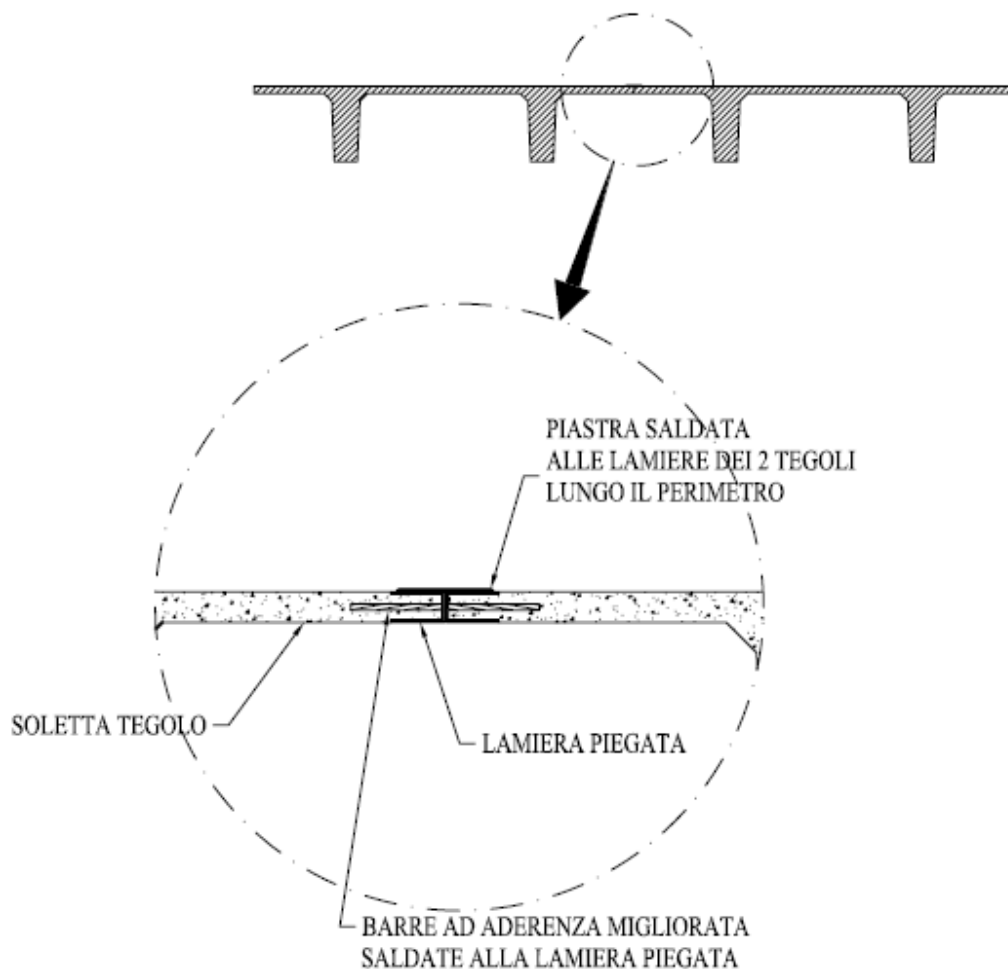


Figura 1.10 Collegamento di copertura a  $\pi$  realizzato mediante saldatura di una piastra d'acciaio su lamiere preinserite nei tegoli affioranti dal getto. (Toniolo, Palermo e Mandelli Contegni, 2007 [44])

### 1.2.1.2 Collegamento solaio – trave

Queste connessioni hanno applicazione molto varie e cambiano in funzione della forma dell'elemento di copertura utilizzato nonché dal tipo di appoggio sulla trave: si passa da unioni realizzate con soli elementi post-inseriti (come nel caso dei vincoli che usano i tasselli) per arrivare fino a unioni che sfruttano travi canale o piastre preinserite per saldare o imbullonare profili in acciaio di collegamento.

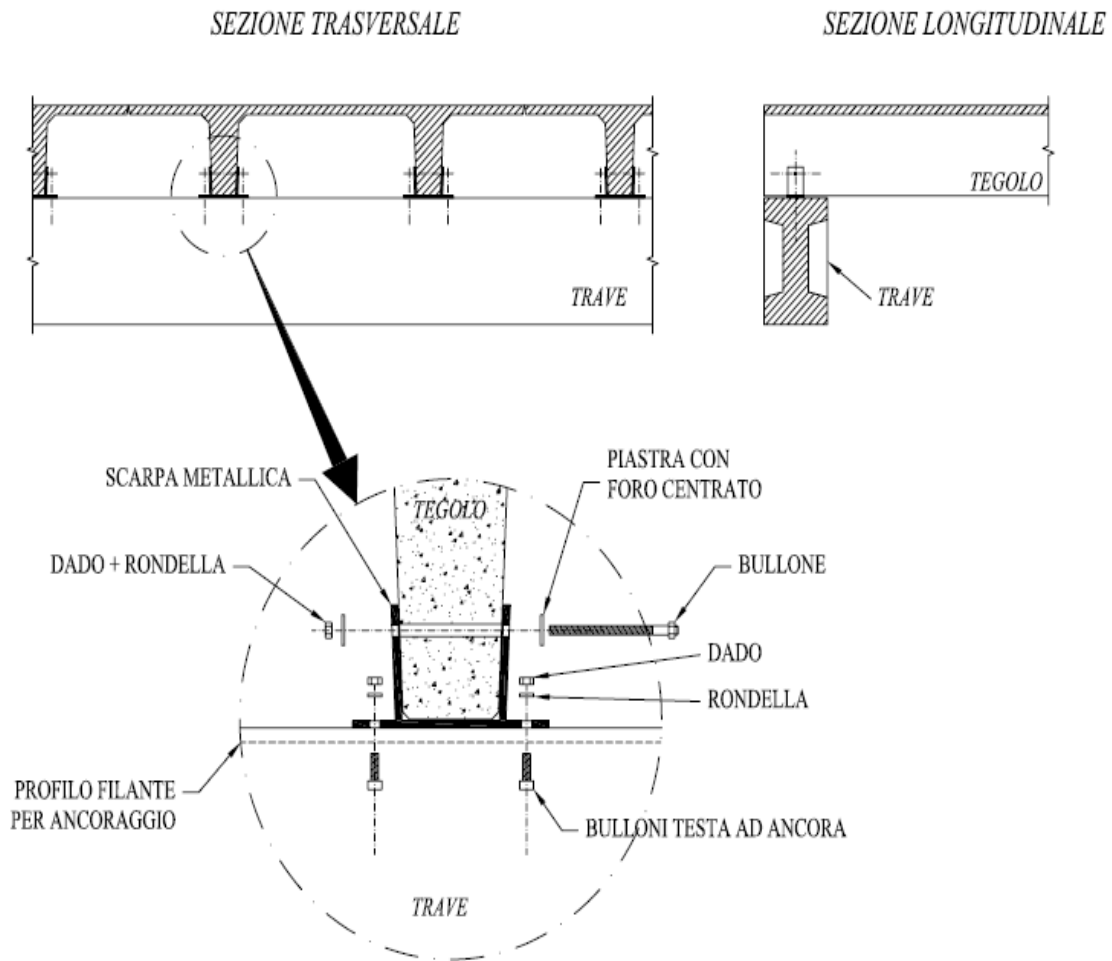


Figura 1.11 Collegamento a pi greco su una trave a I realizzato mediante il posizionamento di una scarpa metallica al piede della nervata. La scarpa è vincolata al tegolo attraverso apposito bullone passante nella nervatura, mentre l'ancoraggio alla trave è garantito da bulloni a testa d'ancora introdotti in un profilo canale preinserito nel getto della stessa trave. (Toniolo, Palermo e Mandelli Contegni, 2007 [44])

### 1.2.1.3 Collegamento travi – pilastro

Questa tipologia di connessione è molto varia e cambia in funzione della forma della trave utilizzata nonché dal tipo di appoggio sul pilastro: spesso il pilastro è già sagomato in modo da poter alloggiare un certo tipo di trave e predisposto con appositi fori o barre affioranti dal getto in modo da consentire il collegamento in modo veloce una volta appoggiata la trave (per esempio con un piccolo getto integrativo o con piastre di ancoraggio saldate o ancorate con dadi e rondelle o a travi canale).

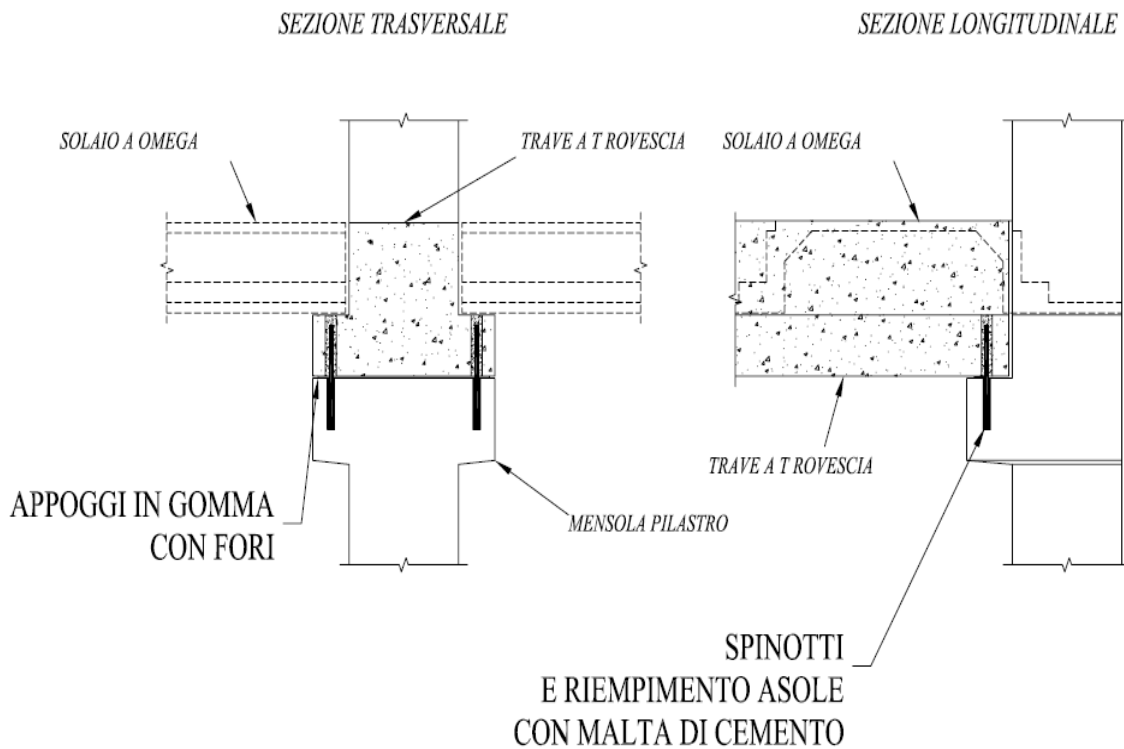
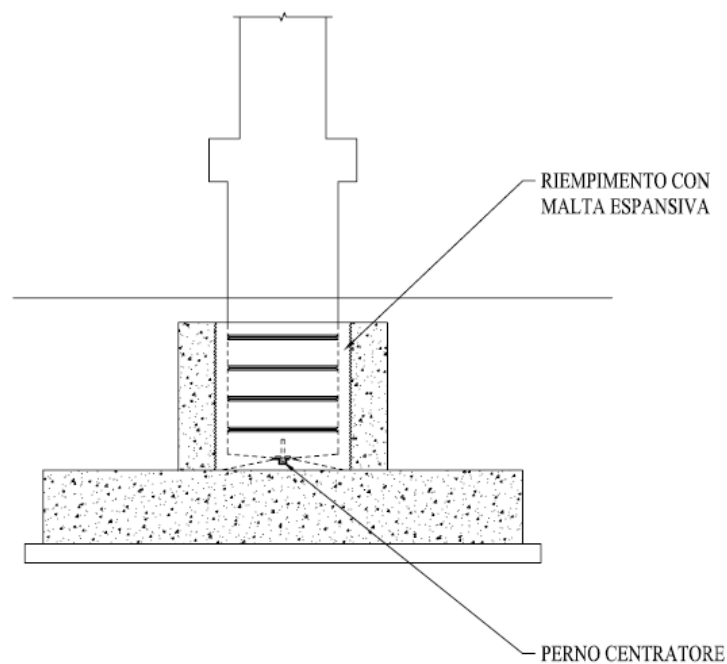


Figura 1.12 Collegamento tra trave a T rovescia e pilastro realizzato mediante spinotti in acciaio inseriti in appositi fori ricavati nei manufatti e successivamente riempiti con malta cementizia. Gli appoggi del tegolo sono costituiti da cuscinetti in gomma. (Toniolo, Palermo e Mandelli Contegni, 2007 [44])

#### 1.2.1.4 Collegamento pilastro – fondazione

Il collegamento più ricorrente è l'unione del piede del pilastro con un plinto a bicchiere in cui viene utilizzato un perno centratore messo sul fondo del bicchiere per il posizionamento del pilastro cui segue un getto realizzato con malta espansiva. Una variante di questa unione è quella utilizzata per collegare i pilastri alle fondazioni continue a platea: il pilastro è dotato di barre di ripresa al piede che vengono posizionate in appositi tubi corrugati preinseriti nella fondazione e successivamente vincolate mediante malta a ritiro compensato.



*Figura 1.13 Collegamento tra plinto di fondazione e pilastro realizzato mediante il posizionamento di centro metallico sul fondo del bicchiere del plinto su cui si posa il perno preinserito nel getto del pilastro; il collegamento viene completato con getto di malta. (Toniolo, Palermo e Mandelli Contegni, 2007 [44])*

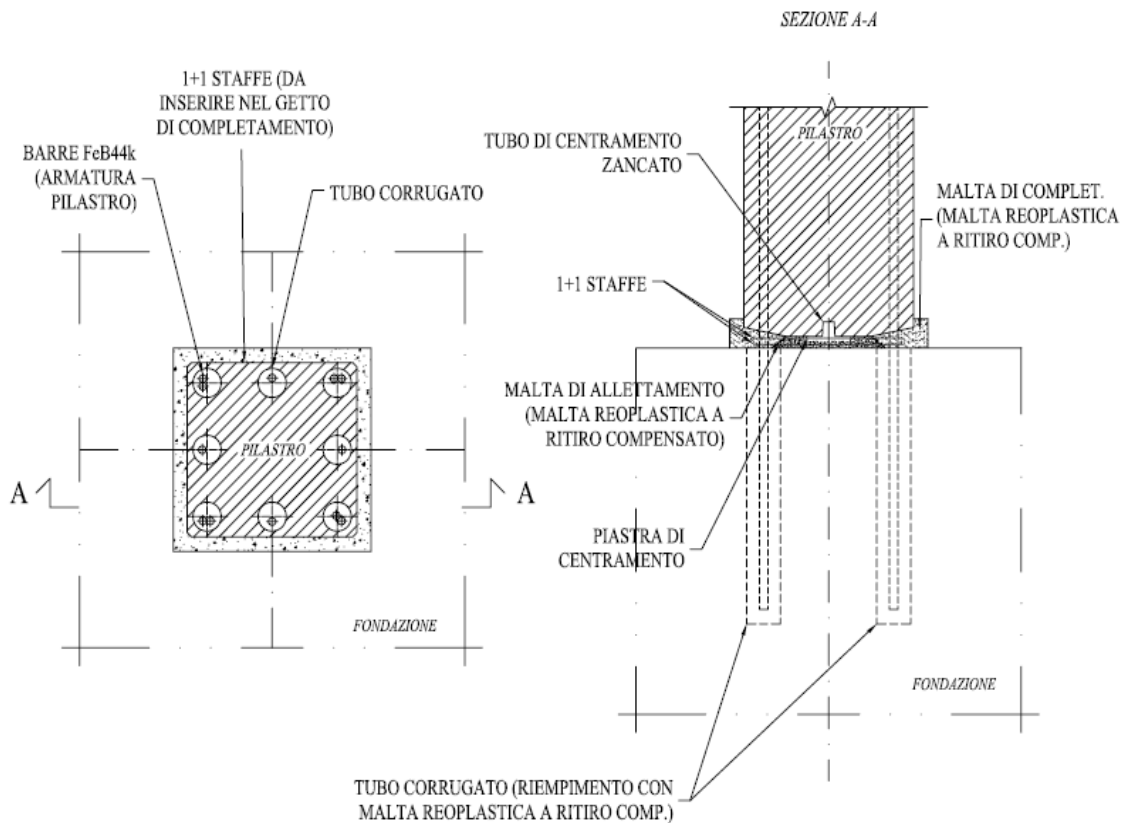


Figura 1.14 Collegamento tra platea di fondazione e pilastro realizzato mediante l'ammarraggio delle barre di armatura del pilastro in appositi tubi corrugati preinseriti nel getto della fondazione. Nei tubi viene posizionato il pilastro con l'ausilio di una piastra di centraggio. L'unione viene completata con il getto, sotto il pilastro, di malta reoplastica a ritiro compensato che ne garantisce l'appoggio completo sulla fondazione. (Toniolo, Palermo e Mandelli Contegni, 2007 [44])

A differenza delle strutture gettate in opera la filosofia di progetto delle connessioni prefabbricate riguarda sia i requisiti strutturali che la scelta del modello costruttivo. La scelta di progetto di una tipologia di connessione piuttosto che un'altra dipende da diversi fattori:

- La stabilità del telaio: portali non controventati e telai prefabbricati richiedono delle fondazioni che resistano a momento flettente mentre se si tratta di telai con controventi o a pareti portanti tale resistenza non è necessaria
- Il layout del telaio: il numero e la posizione disponibile per i pilastri, le pareti e gli elementi di controvento possono obbligare a una scelta di connessione
- La continuità del momento nella parte terminale delle travi e delle lastre: gli elementi a sbalzo richiedono sempre una connessione terminale che resista a

momento flettente mentre travi semplicemente appoggiate non ne hanno bisogno. I telai controventati di una certa altezza potrebbero avere bisogno di connessioni rigide (o semi-rigide).

- La protezione al fuoco delle armature e dei sostegni
- Praticità ed economicità della lavorazione
- I requisiti per la stabilità temporanea per permettere la costruzione del telaio, la necessità di un'immediata stabilità (ad esempio il controllo torsionale al termine della trave durante la costruzione del pavimento)
- L'accesso al sito (o la mancanza di esso) , che possono influenzare la progettazione strutturale e quindi il progetto della connessione
- La tipologia di impianto di sollevamento a disposizione

### ***1.2.2 Classificazione delle connessioni***

Nel progetto delle strutture prefabbricate le connessioni giocano un ruolo fondamentale in termini di resistenza sismica dell'intero edificio. Proprio per questo le connessioni vengono classificate in funzione delle loro caratteristiche. Una prima distinzione può essere fatta in base all'EC8 dove le connessioni vengono definite in base alla loro posizione e funzione all'interno della struttura definendo la zona critica come *“la regione di un elemento sismico primario dove si verifica la combinazione più sfavorevole degli effetti delle azioni (M,N,T,V) e dove si possono formare cerniere plastiche”*(EC8, 1998 [1]). I collegamenti possono essere posti al di fuori delle zone critiche, ovvero devono essere posizionati ad una distanza dalla sezione critica almeno pari alla dimensione massima della sezione trasversale, e non hanno influenza sulla capacità di dissipare energia da parte della struttura. Se invece sono posti all'interno delle zone critiche vi sono due possibilità di connessioni, la prima è l'uso di collegamenti adeguatamente sovradimensionati rispetto al resto della struttura, in modo che nella situazione sismica di progetto essi rimangano in campo elastico, mentre il comportamento anelastico si verifica nelle altre zone critiche; in questo caso le armature devono essere ancorate fuori dalla zona critica e l'armatura della zona critica deve



essere ancorata all'esterno della connessione. La seconda è quello di collegamento all'interno della zona critica con duttilità significativa che permette rotazioni plastiche.

Un'ulteriore distinzione può essere fatta in base alla progettazione delle connessioni tra elementi prefabbricati in calcestruzzo tra connessioni “Monolitiche equivalenti” (emulazione delle connessioni gettate in opera) e connessioni “snodate”, più comunemente dette “Non monolitiche”. Per quanto riguarda le prime possono essere suddivise in due categorie:

- Connessioni forti con limitata duttilità: sono progettate per essere sufficientemente forti in modo che la connessione rimanga in campo elastico quando la struttura soddisfa la domanda di duttilità imposta dal sisma. Questo significa che lo snervamento avviene altrove all'interno della struttura. Gli elementi prefabbricati in calcestruzzo armato hanno barre longitudinali sporgenti che, nei giunti di calcestruzzo gettato in opera, sono connesse tra loro tramite impiombatura (“lap splices”) ovvero tramite la sovrapposizione delle stesse per formare una linea continua mentre negli altri casi possono essere “non-contact lap splices” cioè abbiano una sovrapposizione delle barre ma distanziate, con manicotti, tramite saldatura o con connessioni meccaniche.

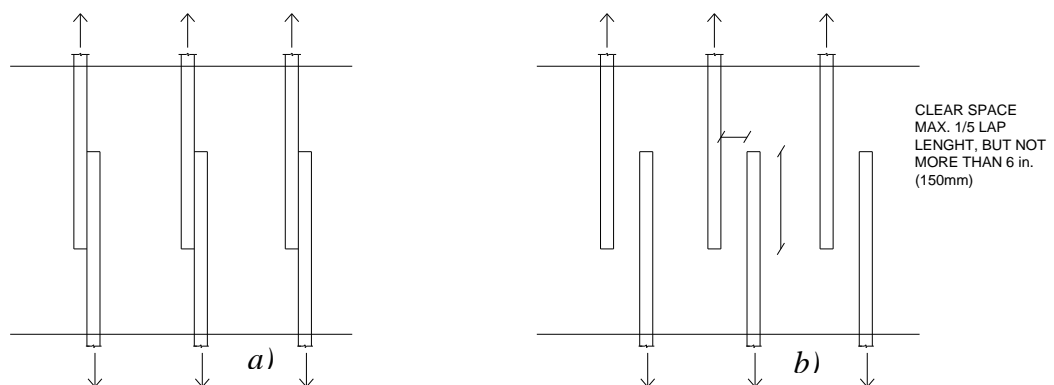


Figura 1.15 Connessione delle barre longitudinali a) contact lap-splices (consigliato) b) non-contact lap-splices

- Connessioni duttili: sono progettate per la forza richiesta e con barre longitudinali rinforzate nella regione della connessione perché ci si aspetta che questa entri in campo post-elastico durante un forte terremoto. Test sperimentali

sotto azione sismica hanno mostrato che questa connessione se ben progettata e realizzata può avere un ottimo comportamento. È necessario predisporre con adeguata cura la parte terminale dei pilastri per permettere la trasmissione della forza di taglio. La problematica maggiore che nasce con l'utilizzo di questi collegamenti è la possibile congestione di armature nella regione del collegamento stesso.

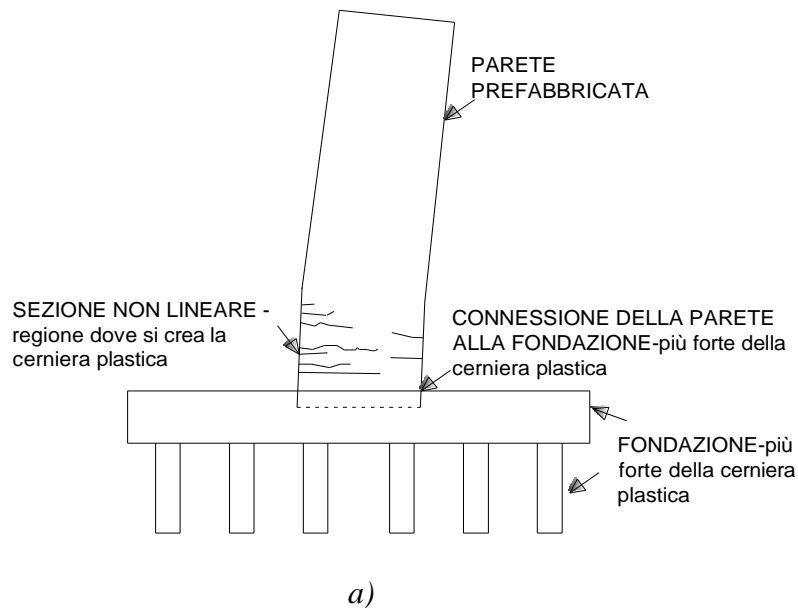
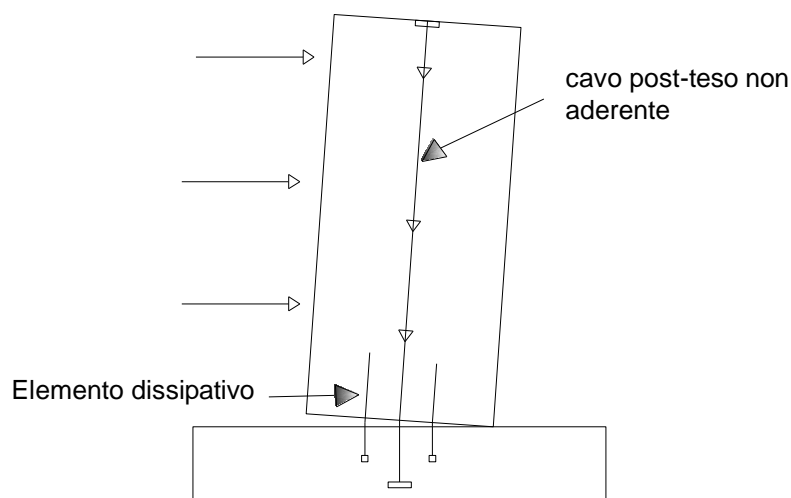


Figura 1.16 Esempio di collegamento di una parete strutturale monolitico-equivalente a) schema funzionale; b) collegamento realizzato per un test

Le connessioni “Non monolitiche” si possono dividere anch’esse nelle due medesime tipologie:

- Connessioni con duttilità limitata: sono connessioni solitamente a secco realizzate tramite saldatura, con barre rinforzate o piastre bullonate. Queste connessioni non si comportano come se fossero parte di una costruzione monolitica e generalmente hanno duttilità limitata.
- Connessioni duttili: sono anch’esse generalmente connessioni a secco, un tipico esempio è rappresentato da connessioni nelle quali vengono utilizzati tiranti post-tesi per connettere gli elementi di calcestruzzo prefabbricato. Queste connessioni possono essere progettate per lavorare in maniera duttile. Le deformazioni post-elastiche dell’elemento si concentrano all’interfaccia del componente dove nasce una fessura che si apre e si chiude. I tiranti rimangono invece in campo elastico. Esistono anche dei sistemi ibridi che conciliano i tiranti post-tesi con le barre d’acciaio rinforzate oppure con i dissipatori. Test sperimentali hanno mostrato che questi sistemi ibridi, se ben progettati e realizzati, si comportano in modo soddisfacente almeno quanto le connessioni duttili dei sistemi monolitici equivalenti e hanno anche il vantaggio, una volta esaurito il terremoto, di mostrare scarso danneggiamento e di ricentrarsi.



*Figura 1.17 Connessione non monolitica-equivalente con elemento prefabbricato con precompressione a cavi scorrevoli ed elementi dissipativi*

### ***1.3 CONNESSIONI PILASTRO – FONDAZIONE***

Le connessioni tra pilastro e fondazione realizzano usualmente degli incastri, pertanto sono connessioni che resistono alla combinazione di momento flettente, azione assiale e taglio. Nel caso tipico di telai con pilastri a mensola, sono inoltre poste in corrispondenza delle uniche zone critiche dell'edificio.

#### ***1.3.1 Connessioni a umido***

##### ***1.3.1.1 Plinto a bicchiere***

Il primo sviluppo di una fondazione prefabbricata è stato quello del plinto a bicchiere, parente molto stretto del plinto gettato in opera ma con un foro per l'alloggiamento della pilastro prefabbricata al centro. Per completarlo è necessario un getto d'inghissamento con calcestruzzo a ritiro compensato che crea la solidarizzazione fra il plinto e il pilastro andando a creare un vincolo di incastro per la struttura. In commercio esistono tre tipologie di plinto prefabbricato:

- con piastra a base rettangolare. Il plinto è disposto con l'asse maggiore coincidente con l'asse dei momenti flettenti preminenti
- con piastra di base quadrata. Si caratterizzano per la simmetria della sezione nei due assi planimetrici; questa caratteristica rende conveniente il loro impiego in zona sismica, laddove le sollecitazioni flessionali in due direzioni tra loro ortogonali sono usualmente di entità paragonabile.
- collari a bicchiere da associare a piastre di base da eseguirsi in opera. Vengono utilizzati quando azioni di grandi entità comportano notevoli dimensioni della piastra di base. I collari sono provvisti di idonea armatura sporgente inferiormente per il collegamento alla piastra di base, da gettarsi dopo il posizionamento del collare: tale armatura realizza il collegamento tra i due getti e fornisce anche il sostegno dell'elemento durante la fase di getto della piastra di base.

In alcuni casi, come per esempio in presenza di forti momenti ribaltanti, è necessario ancorare il plinto prefabbricato alla piastra di base, come mostrato in figura 1.13. Per

tutte le tipologie è sempre necessario un getto di sottofondo magro che può non lavorare bene insieme all'elemento prefabbricato.

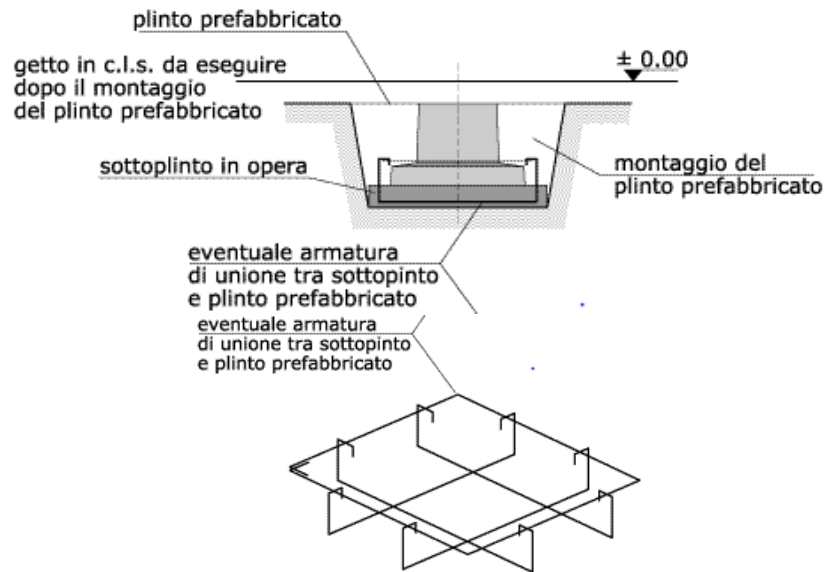
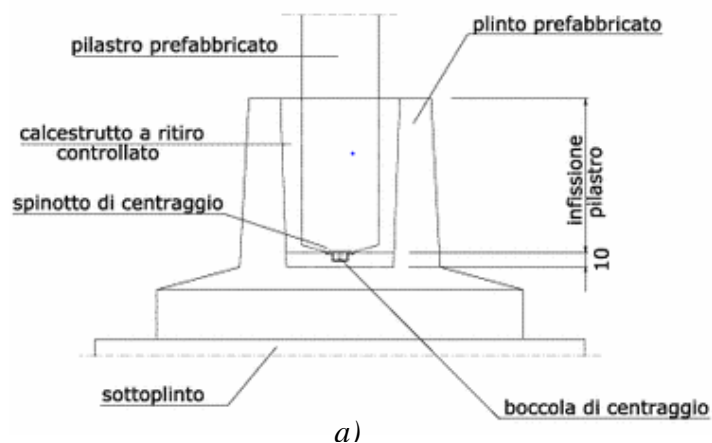


Figura 1.18 Esempio di plinto prefabbricato ancorato alla piastra di base e particolare della piastra  
[www.sicemspa.net]

Il calcestruzzo utilizzato per i plinti prefabbricati ha un'alta resistenza caratteristica (usualmente  $50 \text{ N/mm}^2$ ) ed è di Classe C40/50 con classe di consistenza S5, questo permette al manufatto di avere una elevata durabilità che lo rende particolarmente idoneo in un ambiente che non sarà ispezionabile, con alternanza di presenza di acqua e agenti aggressivi.

Per il dimensionamento dei plinti a bicchiere si può fare riferimento alle istruzioni CNR 100025/98.

Per la posa in opera i plinti prefabbricati sono dotati di due fori sulle pareti del pozzetto in cui vengono inseriti gli spinotti d'acciaio da collegare alle funi di sollevamento, i plinti pesano tra le 8 e le 10 tonnellate quindi necessitano di impianti di sollevamento adeguati.



b)

Figura 1.19 a) Particolare dell'infissione del pilastro prefabbricato nel plinto b) Plinto prefabbricato a base quadrata [www.sicemspa.net]

Per dimensionare la lunghezza di pilastro da inserire nel plinto  $d_c$  si fa riferimento al rapporto tra il momento flettente e l'azione assiale agenti sul plinto come mostrato nella seguente relazione (Bruggeling and Huyge, 1991 [12]):

$$\text{se } \frac{M}{N} < 0,15 h \text{ allora } d_c > 1,2 h$$

$$\text{se } \frac{M}{N} > 2 h \text{ allora } d_c > 2 h$$

I valori intermedi possono essere interpolati linearmente e comunque il minimo valore di  $d_c$  non deve essere inferiore ad  $h$ , data la necessità di sviluppare un puntone diagonale a compressione nella pilastro per resistere alle forze di taglio.

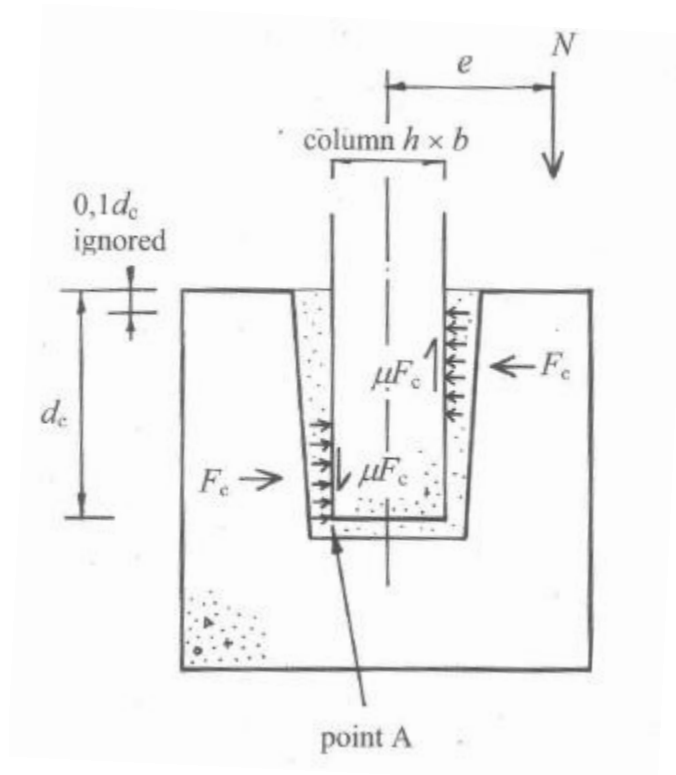


Figura 1.20 Dimensionamento della lunghezza di pilastro da inserire nel plinto prefabbricato. [FIB "Structural connections for precast concrete building"]

Il momento  $M$  e la forza assiale  $N$  possono essere risolti in un'unica forza agente a distanza  $e = M/N$  dal centro della pilastro. Il momento viene trasferito dalla pilastro alla fondazione tramite una serie di puntoni diagonali a compressione. La sollecitazione di taglio che agisce ai lati all'interno del plinto è uguale alla somma della parte resistente all'attrito della forza assiale data  $\mu F_c$ . L'interfaccia critica è dove il momento ribaltante tenta di sollevare la pilastro verso l'alto, fuori dalla tasca del plinto. La progettazione presuppone che si generi una coppia di forze che agiscono sulle facce opposte della pilastro. L'analisi riguarda solo la flessione monoassiale.

Vi è una scarsa disponibilità di dati analitici e sperimentali sul comportamento reale delle connessioni a plinto, probabilmente dovuta a una quasi assenza di danni verificatisi in questo tipo di connessione. Risultati sul comportamento momento-rotazione del collegamento e sulla capacità di rotazione della pilastro sotto carichi ciclici sono disponibili in Saisi and Toniolo (1998 [13]).

La soluzione qui delineata è largamente usata per la facilità di posa del pilastro e per l'adeguata duttilità del nodo dopo l'iniezione della malta. Il comportamento sismico di

tale soluzione può essere considerato equivalente a quello dei nodi monolitici gettati in opera.

### *1.3.1.2 Barre sporgenti*

La connessione con barre sporgenti può essere utilizzata in presenza di fondazioni prefabbricate (come i plinti) oppure gettate in opera. L'innesto di fondazione è un dispositivo metallico da annegare nel getto della fondazione, e ha lo scopo di sostenere il pilastro durante la fase di montaggio e di consentirne l'inghisaggio con la fondazione stessa. È costituito da un telaio metallico, che collega una serie di scatolati chiusi alla base, aventi la funzione di creare nella fondazione dei vani entro cui si inseriranno i ferri di ripresa del pilastro. Un apposito innesto posizionato al centro del trespolo servirà, invece, tramite l'inserimento di un tubolare metallico, alla precisa "centratura" ed al sostegno provvisorio del pilastro prima del getto di inghisaggio.



*Figura 1.21 Particolare dell'elemento scatolare inserito in una fondazione gettata in opera per l'alloggiamento della pilastro prefabbricata [www.ape.it]*

Il pilastro prefabbricato viene costruito con i ferri longitudinali uscenti dalla sezione di base in modo da poterli inserire nei fori dell'elemento tubolare. Una volta inserito il pilastro viene effettuata la piombatura e viene realizzato un cassero per il getto di completamento con malta anti-ritiro.





*Figura 1.22 Inserimento della pilastro prefabbricata all'interno dello scatolare e preparazione del cassero per getto di completamento[www.ape.it]*

Questa soluzione risulta molto economica sia per il limitato impiego di malta, sia per la velocità di montaggio, ma lo scarso numero di studi pubblicati sul suo comportamento ne ha di fatto fino a ora limitato l'impiego, in particolare ci sono pochi risultati sperimentali riguardanti la risposta sismica di collegamenti iniettati tra pilastri prefabbricati e fondazioni.

## 1.3.2 Connessioni con dispositivi meccanici

### 1.3.2.1 Scarpe bullonate

Le scarpe sono degli elementi metallici ad angolo che vengono inseriti al piede della pilastro durante il getto (con un inserto per lasciare vuota la parte soprastante alle scarpe). In fondazione vengono ancorati i tirafondi, elementi filettati in acciaio ad aderenza migliorata per l'ancoraggio della pilastro che viene poi serrata tramite dadi durante il montaggio. Da ultimo viene effettuato un getto integrativo con malta a ritiro compensato.

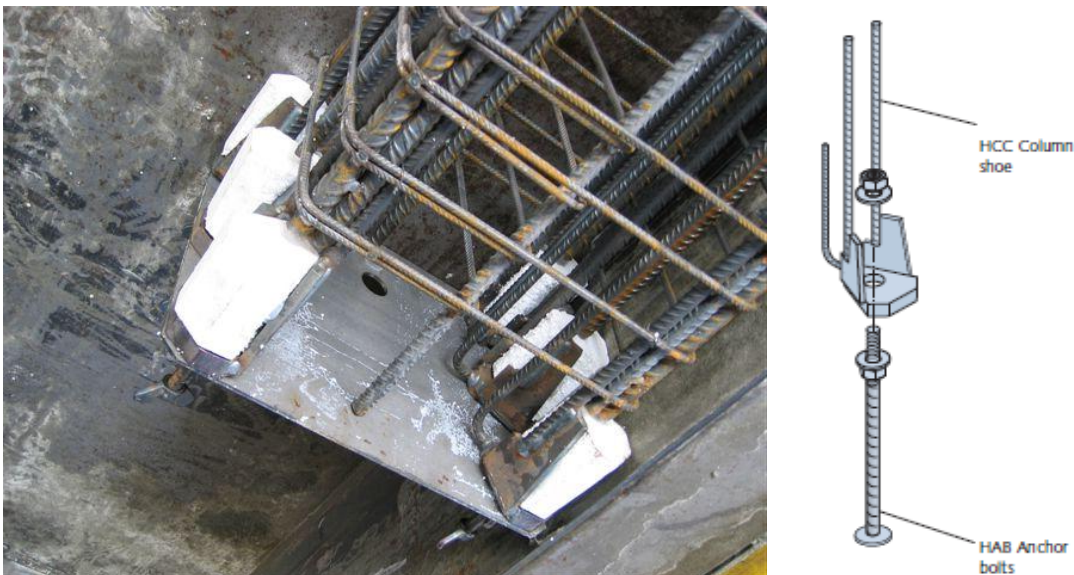


Figura 1.23 Esempio di armatura della pilastro prima del getto e particolare del collegamento tra scarpa e tirafondo[www.halfen.com]

I tirafondi in fondazione devono essere posizionati esattamente secondo quanto specificato nel disegno di progetto. E' raccomandato l'utilizzo di dime per assicurare che tali ancoraggi siano esattamente collocati secondo il dimensionamento e per evitare spostamenti durante il getto e la vibrazione del calcestruzzo.

Le fasi di montaggio si susseguono in questo ordine: una volta pronto il pilastro e fissati i tirafondi in fondazione rimuovere la dima, inserire le piastre metalliche per il montaggio, posizionare i cappucci sugli ancoraggi. Quindi abbassare il pilastro, rimuovere i cappucci e avvitare i dadi sugli ancoraggi regolando la verticalizzazione del pilastro. A questo punto il pilastro è bloccato nella fondazione e gli spazi lasciati dagli

inserti e il giunto tra fondazione e pilastro devono essere riempiti con la malta. Questo riempimento può essere effettuato tramite un tubicino lasciato nel pilastro o mediante un cassero attorno al giunto

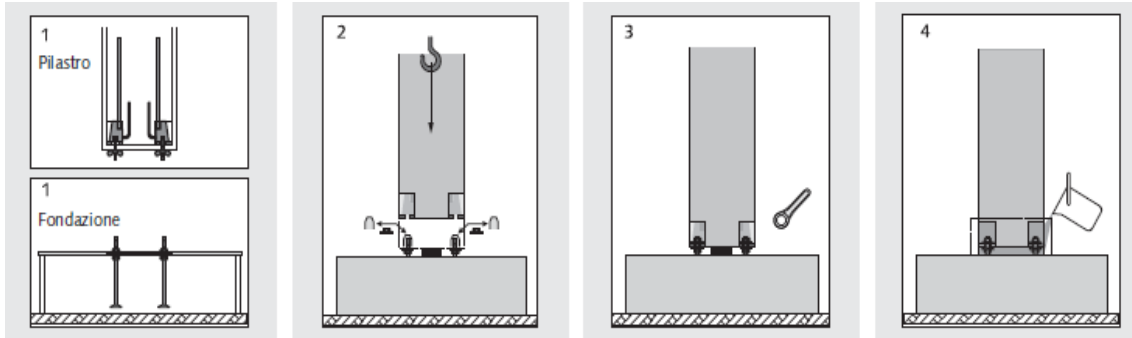


Figura 1.24 Fasi della posa in opera di una pilastro prefabbricata con scarpe [www.halfen.com]



Figura 1.25 Esempio di posa in opera della pilastro con scarpe [www.halfen.com]

Questo tipo di collegamento permette di creare una connessione rigida tra gli elementi, trasmettendo in maniera efficace le azioni di momento sia durante il montaggio che in fase di esercizio. Gli sforzi interni sviluppati sono trasmessi nella fondazione attraverso i tirafondi.

I vantaggi di tale soluzione sono:

- Una notevole riduzione dei costi in particolare nelle situazioni in cui sono richiesti pilastri fortemente armati
- il mantenimento della velocità della fase di montaggio senza dover ricorrere a costose opere provvisorie di puntellamento

- la salvaguardia della sicurezza in tutte le fasi di montaggio dei pilastri prefabbricati
- la possibilità di utilizzare il medesimo principio nel caso di strutture di fondazione esistenti che, previa le verifiche del caso, possano essere riutilizzate, consentendo un efficiente innesto delle nuove strutture prefabbricate mediante carotaggio
- la riduzione delle lunghezze di ancoraggio per le barre integrative previo utilizzo di malta specifica (come da comprovati test in laboratorio)
- la riduzione degli ingombri nella sezione del pilastro che rende più semplice il passaggio e l'uscita del pluviale
- le barre sporgenti previsti, dimensionati sulla base del diametro delle barre che vi verranno annegate, permettono di avere una maggior tolleranza nel tracciamento della posizione degli ancoraggi nelle fondazioni

### *1.3.2.2 Accoppiatori*

Il collegamento tra pilastro e fondazione consente la continuità delle armature correnti per sovrapposizione. In una tipica versione, l'accoppiamento è ottenuto dall'unione tramite avvvitamento in opera di una piastra metallica inserita nel pilastro, e un'altra piastra metallica inserita nella fondazione. Le piastre sono di forma romboidale con tre fori per l'inserimento delle viti che le collegano e, in ogni piastra, vengono inserite e bloccate manualmente le barre ad aderenza migliorata appositamente sagomate con ringrossi terminali calibrati.



*Figura 1.26 Esempio di armatura della pilastro prima del getto, in evidenza le 4 piastre angolari con i 3 fori per le viti di ancoraggio e le barre ad aderenza migliorata*

Il collegamento si realizza posizionando sempre nei quattro angoli del pilastro un elemento angolare. Tutti i collegamenti sono concepiti per garantire che la distanza tra l'asse della barra di armatura e il filo esterno del pilastro sia di 5 cm; è comunque possibile aumentare o ridurre tale distanza fino a 1,25 cm. Ogni piastra angolare è dotata di due viti a testa cava esagonale per il fissaggio e di una speciale vite di regolazione usata per il centraggio e la messa a piombo, che consente tolleranze di montaggio sulla verticale di  $30 \pm 12$  mm. La tolleranza di centraggio invece è di  $\pm 5$  mm. Dopo avere messo a piombo il pilastro, agendo sulle viti di regolazione, si serrano tutte le viti previste e, successivamente, si cola una malta a ritiro compensato. Il sistema Kaptor realizza un collegamento a secco tramite avvvitamento eliminando le costose puntellature dei pilastri e velocizzando le operazioni di montaggio.

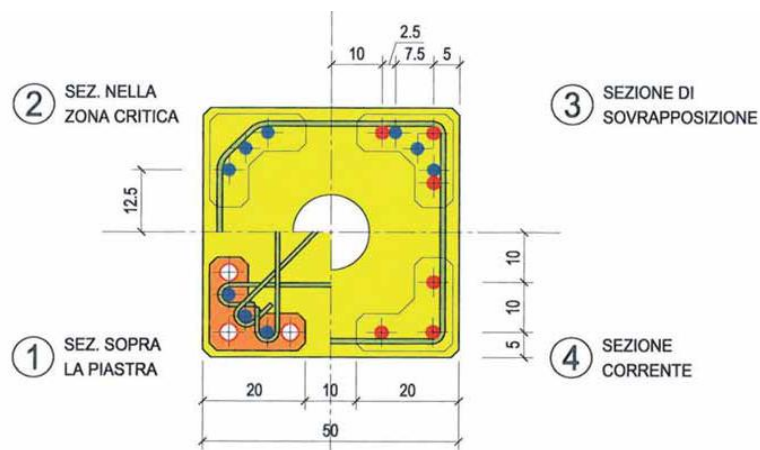


Figura 1.27 Sezioni del pilastro per le differenti altezze [www.ruredil.it]

Le NTC 2008 prescrivono che nelle "zone critiche" di strutture realizzate in zona sismica, non si deve avere la sovrapposizione delle armature. Per questo gli accoppiatori consentono di spostare la zona di sovrapposizione oltre la zona critica, realizzando un collegamento che in zona critica non aumenta l'area di ferro prescritta dal progetto.

Per quanto riguarda la posa in opera, essa prevede innanzitutto il posizionamento sul plinto inferiore delle "viti di regolazione", poi viene sollevato il pilastro e calato centrando le "viti di regolazione". Viene effettuata le regolazioni di centraggio e verticalità operando sull'apposito dado che serve poi da blocco per le "viti di regolazione". A questo punto vengono inserite e bloccate le viti a brugola e viene effettuato il getto di completamento con la malta a ritiro compensato.

I vantaggi che questa soluzione porta con sé sono:

- Poter realizzare una fondazione superficiale, aspetto vantaggioso specie in zona sismica, dove occorre collegare le fondazioni con un grigliato di travi.
- La possibilità di realizzare le fondazioni che non superano gli 80 cm di altezza, in spessore di pavimento, con un notevole risparmio economico.
- Consente di fissare a secco senza bisogno di puntelli
- Permette una rapida e precisa messa a piombo del pilastro
- Nessuna controindicazione di utilizzo anche in zona critica

### 1.3.2.3 Barre sporgenti non aderenti

Le Università di Bergamo e di Brescia stanno portando avanti un lavoro di ricerca sul comportamento sismico delle strutture in c.a, in particolare sui collegamenti parzialmente a secco tra pilastro prefabbricato e fondazione. Come già detto, la più grande problematica di queste connessioni è la mancanza di dati riguardanti la risposta sismica. Infatti, mentre una grande quantità di prove sperimentali sono state condotte su pilastri sottoposti a cicli di carico (ad esempio CEB, 1996), pochi risultati sperimentali sono disponibili in letteratura sulla risposta ciclica di connessioni pilastro-fondazione.

Il primo ciclo di test è stato effettuato nel 2006 (P.Riva, A. Belleri, 2006 [17]) su connessioni con barre sporgenti, sono stati testati quattro pilastri, sottoposte a una forza assiale di 600 kN e successivamente a una storia di carico ciclica a controllo di spostamento. I primi due modelli hanno la medesima armatura ma lunghezza di ancoraggio delle barre  $\phi 26$  nella fondazione differente: il primo (GS4) ha le barre ancorate diritte, mentre il secondo (GS4B) ha dei ganci a  $90^\circ$  alla fine delle barre. Il terzo campione (GS8) ha 8 barre sporgenti con barre  $\phi 22$ . L'ultimo modello è una fondazione a bicchiere per il confronto dei risultati (PF). Di seguito i grafici forza – spostamento e momento – curvatura.

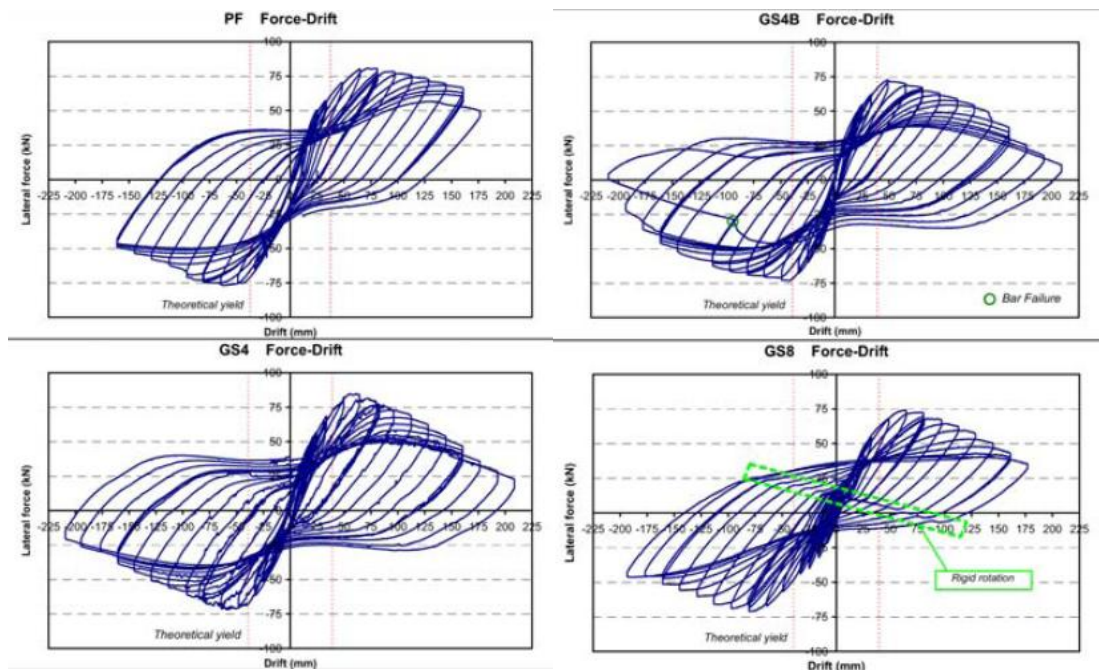


Figura 1.28 Risultati ottenuti in termini di Forza – Spostamento dei quattro test. (Riva, Belleri, 2006 [17])

Tutte le connessioni con barre sporgenti hanno mostrato un notevole degrado della forza durante i cicli. In tutti i casi, la forza della pilastro al 5% di drift è stata di circa  $\frac{2}{3}$  della forza massima. La forza raggiunta al drift del 2,5% è stata pari a circa il 90% della forza massima. Il degrado della forza è dovuto al danno progressivo dello strato di 2 centimetri di malta esistente tra la base del pilastro prefabbricato e la fondazione. Questo strato di malta al termine della prova è stato schiacciato ed espulso.

Il campione PF ha mostrato diverse grandi crepe diffuse lungo un' altezza approssimativamente uguale alla dimensione di base della pilastro; questo comportamento è tipico di pilastri in cemento armato. Tutte le connessioni con barre sporgenti mostrano uno sfaldamento del calcestruzzo agli angoli della sezione, accanto alle barre longitudinali, e un notevole schiacciamento dello strato di malta alla base della pilastro. D'altra parte non hanno mostrato altro segno evidente di danno.

Anche se la localizzazione degli sforzi alla base dei campioni dovrebbe teoricamente portare a un collasso anticipato dei pilastri, l'esistenza di colonne di malta fortemente confinata all'interno dei tubi ha impedito efficacemente un cedimento precoce delle connessioni. Inoltre, il manicotto, e la malta confinati all'interno, hanno impedito la deformazione della barre verticali ancorate nella fondazione.

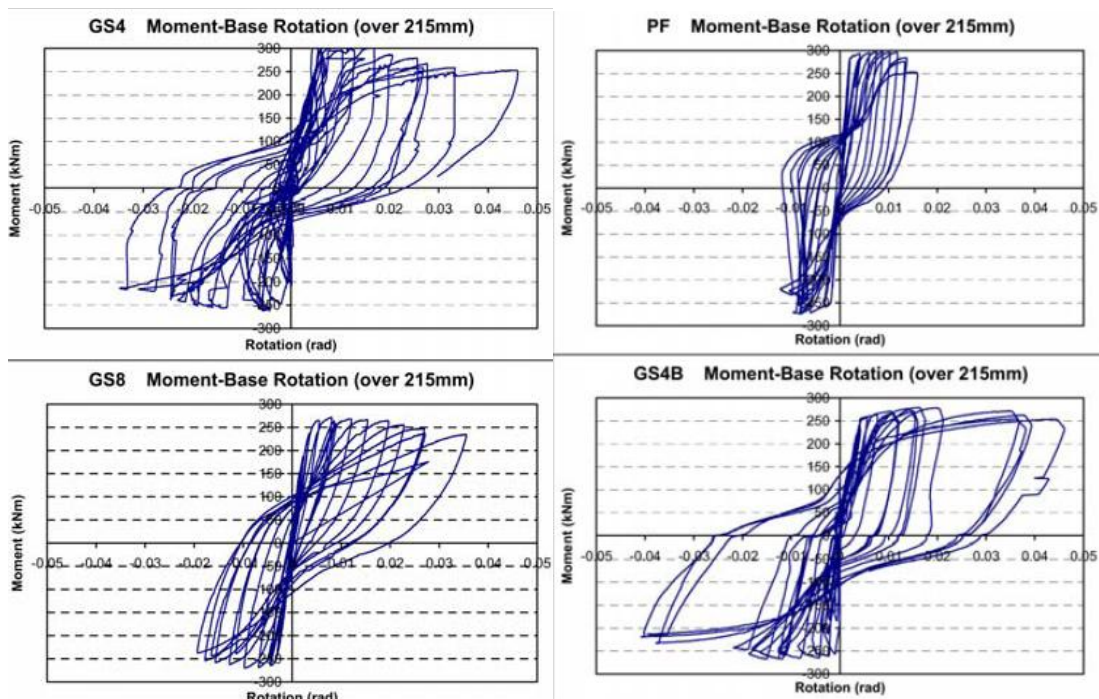


Figura 1.29 Risultati ottenuti in termini di Momento - Curvatura dei quattro test. (Riva, Belleri, 2006 [17])



Il livello di danno rilevato permette di concludere che, essendo il danno limitato alla malta esistente alla base e la parte restante della pilastro praticamente intatta, le connessioni con barre sporgenti sono maggiormente riparabili dopo un evento sismico.

La rotazione alla base è sempre molto più elevata per i campioni GS piuttosto che per il PF (come si può vedere anche dal grafico della curvatura). Questo effetto dimostra ancora una volta che una maggiore localizzazione degli sforzi si verifica nei primi piuttosto che nel secondo. La rotazione massima nei campioni GS è solo il 20% più piccola del valore che sarebbe da esporre considerando una rotazione rigida della pilastro attorno alla sua base. Questo risultato dimostra che il comportamento della pilastro al di fuori della sezione di base è per lo più elastico lineare, e poca parte del danno e delle fessure si verifica al di fuori della sezione di base;

Una seconda serie di test è stata eseguita nel 2007 (*G. Metelli, P. Riva, 2008 [23]*) inserendo alla base della pilastro delle piastre di regolazione ancorate a pioli fissati nella fondazione per evitare il problema dell'instabilità della pilastro durante il posizionamento e l'indurimento della malta di completamento. I risultati di questi test vengono riportati in parallelo alla terza serie di prove (*P. Riva, G. Luitprandi, C. Beschi, G. Metelli, 2008 [18]*) effettuate modificando la posizione delle piastre e dei pioli. Il nuovo sistema di connessione è così composto: barre filettate in acciaio ad alta resistenza (in rosso) annegate nel pilastro che si sovrappongono alle armature longitudinali e terminano con delle boccole metalliche (in giallo). Delle barre filettate di ripresa, sempre ad alta resistenza, inserite in guaine metalliche corrugate all'interno della fondazione riempite con malta a ritiro compensato che si collegano al pilastro tramite le boccole. Da ultimo i tubi in PVC (o barre sporgenti) di lunghezza pari a 200 mm per disattivare l'aderenza delle barre filettate di ripresa all'interno della fondazione (in viola).

Uno dei problemi legati alle connessioni con barre sporgenti è quello della posa in opera della pilastro, poiché è necessario utilizzare un macchinario esterno per mantenere la pilastro in posizione verticale fintanto che il getto di completamento della malta non si è indurito a sufficienza. Da questa problematica è nata l'idea di inserire delle piastre di registrazione in acciaio (in azzurro) collegate alle barre filettate del pilastro e successivamente collegate a dei pioli (in verde) annegati nella fondazione per assicurare

la stabilità del pilastro durante la fase di montaggio e durante la maturazione della malta. L'ultimo elemento è un cassero metallico (in blu-grigio) a perdere posto alla base del pilastro con funzione di armatura di confinamento.

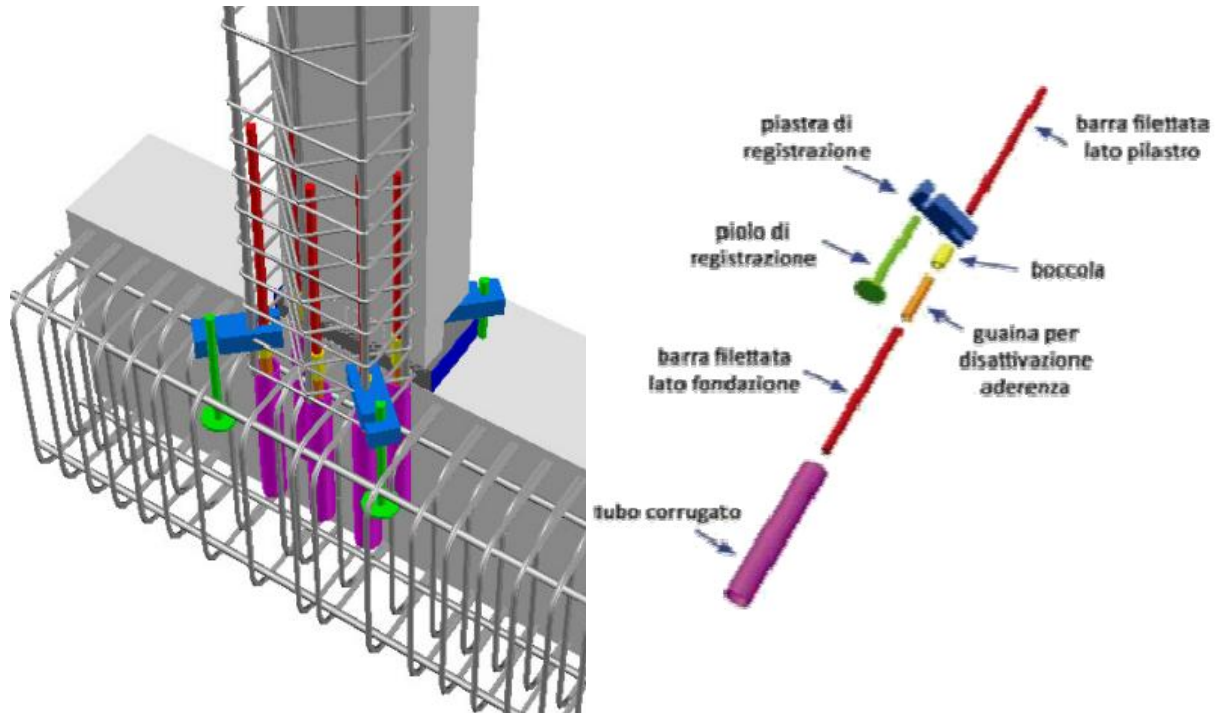


Figura 1.30 Schema 3D del collegamento utilizzato per le prove

La connessione è stata sottoposta a una azione assiale di 650 kN e successivamente a dei cicli di carico di ampiezza crescente, imponendo lo spostamento orizzontale in sommità. Sono stati testati due campioni, uno con 4 barre di collegamento  $\phi 27$  e uno con 8 barre  $\phi 18$ , confrontati con un campione di riferimento (PF) con connessione a bicchiere. Di seguito i grafici dell'andamento del momento in funzione del drift per i 3 campioni.

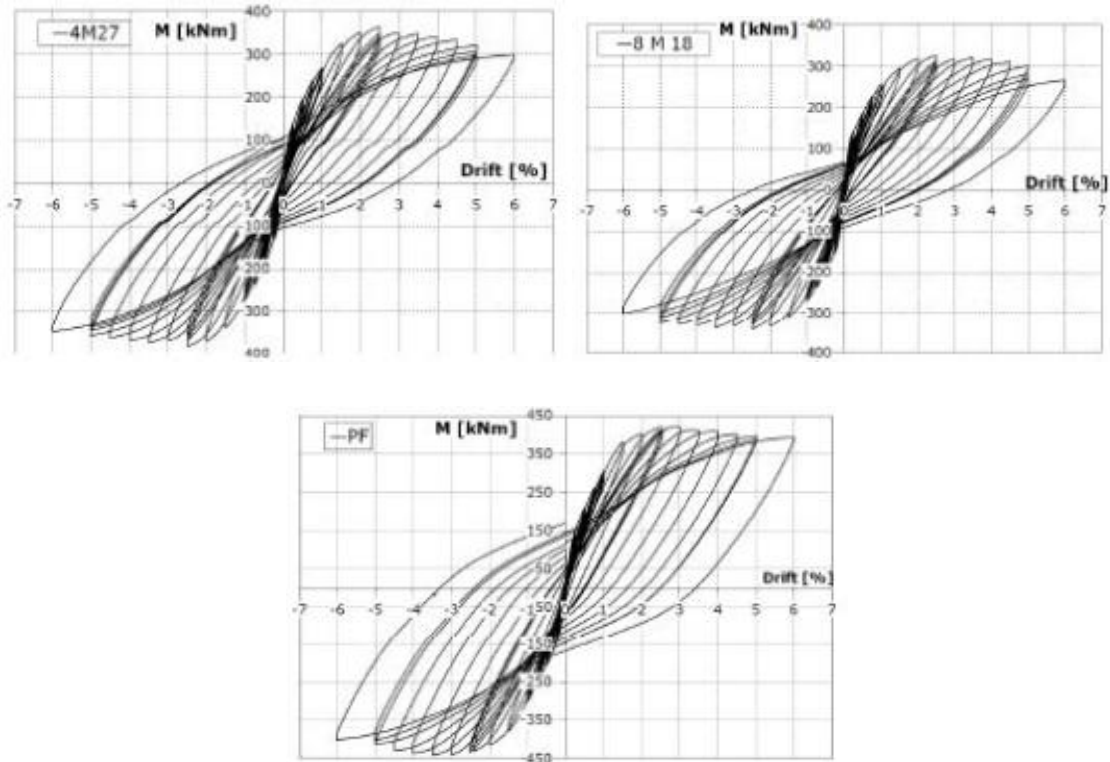


Figura 1.31 Risultati in termini di Momento - drift dei 3 test. (Metelli, Riva, 2008 [23])

Si può vedere che i due campioni mostrano un ottimo comportamento in termini di resistenza e duttilità fino ad un drift del 6%, dato oltre il quale la prova è stata interrotta anche se il collasso dei campioni non era ancora avvenuto perché il martinetto ha raggiunto il termine della corsa. Il comportamento delle connessioni è stabile fino al 2,5% (spostamento rappresentativo del massimo drift allo SLU del terremoto di progetto), dove raggiunge il massimo momento flettente. Confrontando con il campione PF si nota che questa soluzione ha mostrato un minor degrado della resistenza e un comportamento più stabile solo per cicli superiori al 3% di drift. A favore dei campioni con guaine iniettate si osserva la comparsa di poche fessure lungo l'altezza del pilastro mentre il danneggiamento si concentra nei primi 20 cm alla base.

Riportiamo anche i grafici momento – curvatura che possono essere confrontati con gli stessi grafici della versione precedente del collegamento che aveva le piastre di regolazione in posizione differente (come mostrato in figura 1.32) ovvero sotto la base del pilastro, richiedendo la realizzazione di una ampia vasca nel plinto da riempire con la malta gettata in due fasi.



Figura 1.32 Montaggio del pilastro con le piastre di regolazione poste negli angoli. (Metelli, Riva, 2008 [23])

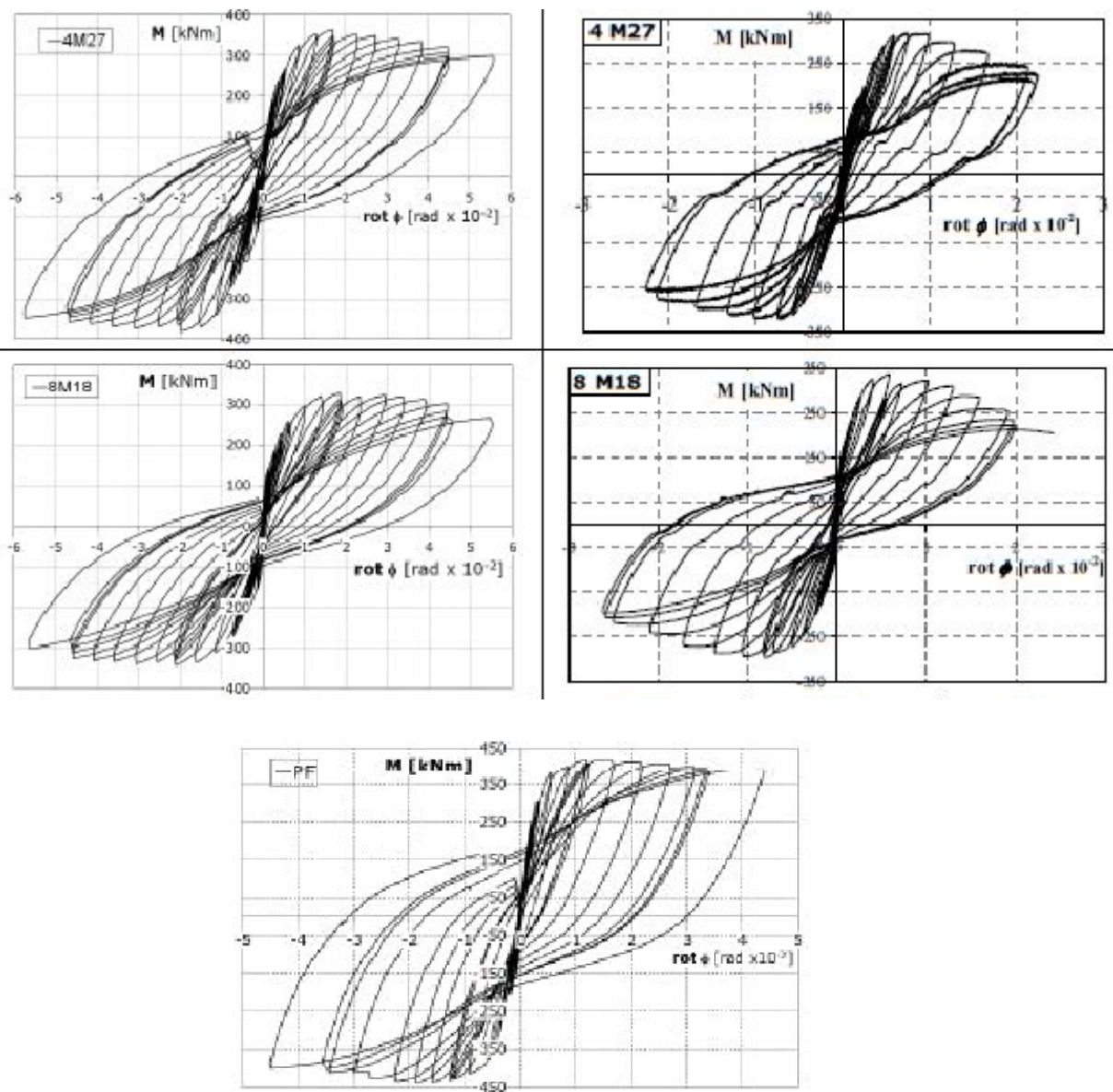


Figura 1.33 Diagrammi momento alla base-rotazione dei diversi provini. (Metelli, Riva, 2008 [23])

Dai grafici in figura 1.33 si può osservare che la rotazione alla base del nodo è maggiore nelle soluzioni con guaina iniettate rispetto a quella a bicchiere, a conferma della localizzazione delle deformazioni plastiche dei materiali all'interfaccia pilastro-fondazione, con un comportamento prevalentemente elastico della pilastro al di fuori della sezione base. Da un punto di vista di dissipazione energetica, come previsto, la soluzione a plinto a bicchiere ottiene una maggiore dissipazione per la formazione di un'ampia cerniera plastica alla base.

In conclusione i campioni di prova hanno raggiunto un drift pari a circa il 6%, valore corrispondente a 2,5 volte il massimo drift comunemente accettato dalle norme per strutture prefabbricate in c.a. soggette a un evento sismico. I risultati sperimentali consentono di concludere che le soluzioni con guaine iniettate garantiscono una duttilità simile a quella delle fondazioni a plinto a bicchiere, sebbene si osservi una minore dissipazione di energia. È importante sottolineare che nei giunti testati il danneggiamento è limitato al copriferro del pilastro, con conseguenti deformazioni anelastiche residue contenute, rispetto alla soluzione classica a plinto a bicchiere.

#### ***1.3.2.4 Flange bullonate***

Le connessioni con flange bullonate vengono utilizzate tipicamente nei casi in cui i bulloni di ancoraggio sono sottoposti prevalentemente a trazione.

Il collegamento tra il pilastro e la fondazione viene effettuato mediante delle barre di acciaio, dette tirafondi, annegate nel getto di calcestruzzo della sottostruttura. Il numero di tirafondi e il loro diametro viene dimensionato in funzione delle sollecitazioni agenti alla base del pilastro. Poiché per effettuare il collegamento pilastro-fondazione è necessario che la parte di tirafondo emergente dall'estradosso della fondazione passi attraverso i fori predisposti nella piastra di base che viene saldata al piede del montante, è fondamentale che i tirafondi vengano posizionati in maniera esatta per permettere la loro corrispondenza con i fori. Siccome durante il getto i tirafondi potrebbero subire degli spostamenti, prima del getto stesso si dispone una piastra, detta contropiastra, che ha i fori esattamente corrispondenti a quelli della piastra di base.

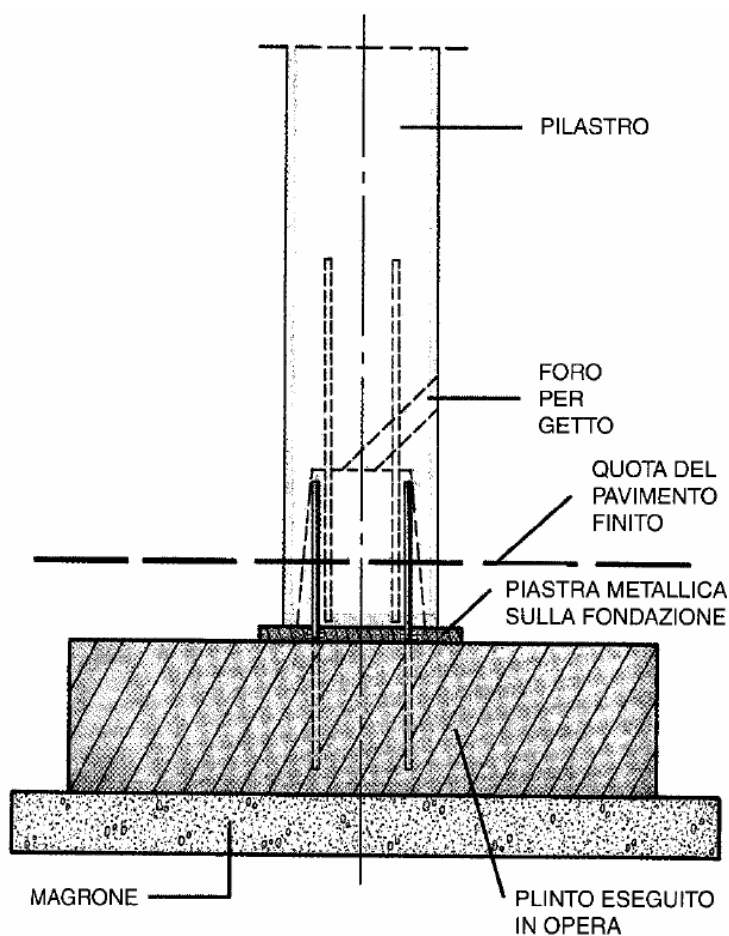


Figura 1.34 Schema di un collegamento con flange bullonate tra pilastro e fondazione in calcestruzzo.

Attraverso i fori della contropiastra vengono fatti passare i tirafondi in modo che questi non subiscano spostamenti. Una volta che il calcestruzzo ha iniziato la fase di indurimento la contropiastra può anche essere rimossa. Può accadere che, nonostante questi accorgimenti, i tirafondi non si vadano a posizionare perfettamente nei fori della piastra di base. Per superare questo problema i fori della piastra di base possono essere realizzati di forma ellittica. Una volta posizionato il pilastro e fatti passare i tirafondi attraverso i fori della piastra di base, poiché normalmente la superficie dell'estradosso della fondazione non sarà perfettamente piana, per evitare che si abbiano punte di tensione, tra piastra di base e fondazione viene lasciato uno spazio, utilizzando come distanziatori dei dadi inseriti nei tirafondi, e successivamente si procede all'operazione di inghisaggio consistente nel riempire lo spazio disponibile, mediante iniezione a bassa pressione, con una idonea malta cementizia fluida a carattere espansivo. Compilate le suddette operazioni il collegamento pilastro-fondazione viene ultimato inserendo nei tirafondi dei dadi che vengono opportunamente serrati.

## ***1.4 IL PROGETTO EUROPEO SAFECAST***

È stato ampiamente riconosciuto che il comportamento sismico delle connessioni all'interno delle strutture prefabbricate è un argomento cruciale da dover affrontare sia per quanto riguarda il settore industriale che per quanto riguarda la ricerca ad esso correlata. Nonostante ciò, la complessità del problema e la varietà di argomenti che devono essere considerati al fine di proporre procedure di progettazione per le connessioni e per le strutture prefabbricate in generale, hanno reso difficile finora concepire soluzioni autosufficienti e approcci di validità generale. È in questo contesto che si inserisce il programma di ricerca Safecast, nel tentativo di dare delle risposte efficaci e trovare soluzioni integrali per la corretta progettazione sismica di giunti e connessioni nelle strutture prefabbricate. Safecast è un programma della Commissione Europea che coinvolge industrie ed enti di ricerca di tutta Europa [[www.safecastproject.eu](http://www.safecastproject.eu)].

L'aspetto innovativo di questo programma di ricerca è la prospettiva unitaria basata sulle prestazioni secondo la quale verrà trattato il problema della caratterizzazione del comportamento sismico delle connessioni. Un problema così complesso infatti, ha bisogno di essere trattato all'interno di un quadro unitario basato sulla prestazioni, dato che quando si dimensiona e si progetta la struttura per una prestazione ottimale sotto carico sismico, tutti gli altri requisiti prestazionali come la durabilità, la deformazione massima, l'energia dissipata, etc... devono essere tutti tenuti in considerazione e devono essere rispettati i vincoli dettati dalle normative.

La ricerca del progetto Safecast è focalizzata sulle categorie di connessioni a secco, ovvero con dispositivi meccanici poiché sono le tipologie di connessione più comuni nei moderni edifici prefabbricati. I vantaggi delle connessioni a secco, in termini di rapidità di costruzione, manutenibilità e ri-uso, le rendono ancora più interessanti da un punto di vista di rispetto dell'ambiente dentro ad una prospettiva di performance nel ciclo di vita.

Ogni categoria di connessione tra diversi elementi strutturali porta con sé problematiche specifiche che devono essere affrontate, in relazione al loro ruolo e funzione all'interno dell'intera struttura.

Le categorie di connessione studiate all'interno del progetto Safecast sono le seguenti:

- Categoria 1: connessione tra elementi di solaio (o di copertura) tra di loro
- Categoria 2: connessione tra elementi di solaio (o di copertura) e travi
- Categoria 3: connessione tra trave e pilastro
- Categoria 4: connessione tra pilastro e pilastro o pilastro-fondazione
- Categoria 5: connessione tra struttura e pannelli di tamponamento

All'interno di questo lavoro di tesi la categoria di connessione che verrà studiata è quella che riguarda le connessioni tra pilastro e fondazione, analizzando diverse tipologie di connessioni meccaniche, alcune innovative ed altre già studiate ma non da un punto di vista di comportamento sotto azione sismica.



## ***1.5 OBIETTIVI E SCOPO DELLA TESI***

Lo studio di questo lavoro di tesi riguarda l'analisi del comportamento sperimentale e la modellazione di connessioni tra pilastri prefabbricati e fondazioni soggetti ad azione sismica. Al fine di poter studiare tali collegamenti sono state svolte delle prove sperimentali con differenti tipologie di collegamenti meccanici inclusi due modelli già esistenti sul mercato, due proposte innovative e una connessione emulativa non meccanica per effettuare un confronto. Le nuove proposte vanno nella direzione di migliorare il comportamento in termini di duttilità e dissipazione (come le unioni con scarpe indebolite o le scarpe bullonate invertite). Lo scopo delle prove del progetto Safecast è quello di fornire dati sperimentali necessari per orientare la progettazione.

A partire dai risultati sperimentali sono state dedotte le caratteristiche peculiari del comportamento di ciascuna connessione come la duttilità, la lunghezza di cerniera plastica, la dissipazione di energia e i parametri per calibrare un modello isteretico. Inoltre attraverso un'analisi sezionale, è stato possibile determinare la resistenza massima del collegamento in campo non lineare. Questi dati sono fondamentali per poter validare i modelli isteretici atti a riprodurre il comportamento di ciascun collegamento in linea teorica.

Durante la fase sperimentale si è anche testato un metodo innovativo di misurazione degli sforzi e delle deformazioni tramite la correlazione digitale di immagini per ovviare il problema del possibile distacco degli strumenti di misurazione dal campione (fatto che spesso accade, specialmente per grandi deformazioni).

Da ultimo si è analizzato un edificio reale multipiano a destinazione civile/commerciale interamente prefabbricato, oggetto di prova presso il laboratorio di Ispra al fine di effettuare un confronto del comportamento sismico di un complesso strutturale al variare della tipologia di connessione pilastro-fondazione.

La conclusione del lavoro è stata quella di fornire un metodo per la progettazione di ciascuna tipologia di connessione, indipendente dalle caratteristiche specifiche (come la geometria, i carichi, l'armatura, etc..) e del comportamento strutturale nella sua globalità.

## 2. CONNESSIONI OGGETTO DI STUDIO E RISULTATI SPERIMENTALI

### *2.1 DESCRIZIONE DELLE PROVE OGGETTO DI STUDIO E RISULTATI SPERIMENTALI*

Le prove descritte in questo capitolo sono state svolte al Politecnico di Milano, presso il laboratorio del dipartimento di Ingegneria Strutturale, all'interno del progetto di ricerca europeo Safecast. Questo progetto è volto allo studio del comportamento sismico dei collegamenti in strutture in calcestruzzo prefabbricate, argomento cruciale da affrontare sia per il settore industriale, sia per la ricerca a esso correlata. Il Politecnico di Milano si è occupato di svolgere i test sui collegamenti pilastro-fondazione.

#### *2.1.1 Setup di prova*

Il calcestruzzo utilizzato per il getto delle colonne e della fondazione è del tipo C45/55, con resistenza a compressione caratteristica di 55 MPa per provini cubici e 45 MPa per provini cilindrici. La resistenza a compressione è stata testata su provini cubici; i risultati sono riportati in figura 2.1.

n	specimen	dimensions [mm]			mass [kg]	max load [kN]	max stress [MPa]
1a	02.08 SCC H8	150	150	150	8,056	1433	63,689
2a	02.08 SCC H8	150	152	150	8,084	1415	62,061
3a	02.08 SCC H8	150	150	150	7,998	1430	63,556
1b	29.07 SCC H8	150	150	150	7,978	1350	60,000
2b	29.07 SCC H8	150	151	150	7,997	1286	56,777
3b	29.07 SCC H8	150	150	150	8,014	1323	58,800
1c	30.07 SCC H8	150	150	150	7,947	1399	62,178
2c	30.07 SCC H8	150	151	150	7,992	1350	59,603
3c	30.07 SCC H8	150	151	150	8,006	1363	60,177
note:						average	60,760
						standard dev.	2,293
the casting day is reported in the specimen name in the form day.month							
all the compression tests have been carried out the day 06.10 of the year 2010							
all the specimens are cubic. Dimensions are reported in the sequence: length, width, height							
all the specimens are C45/55, with 55 MPa of cubic characteristic compressive resistance							

*Figura 2.1 Risultati dei test sperimentali sui provini di cls C45/55*

L'acciaio utilizzato per le barre longitudinali e trasversali è del tipo B450C (sismico), con una tensione di snervamento caratteristica pari a 450 MPa e quella di rottura pari a 540 MPa. Una barra è stata sottoposta a prova di trazione, i risultati sono riportati in termini di Forza – Spostamento in figura 2.2. Si può notare un comportamento duttile con ampio tratto plastico dopo lo snervamento. La deformazione massima raggiunta a rottura è pari al 14%. Lo sforzo corrispondente allo snervamento è pari a 510 MPa mentre il massimo sforzo registrato è pari a 609 MPa.

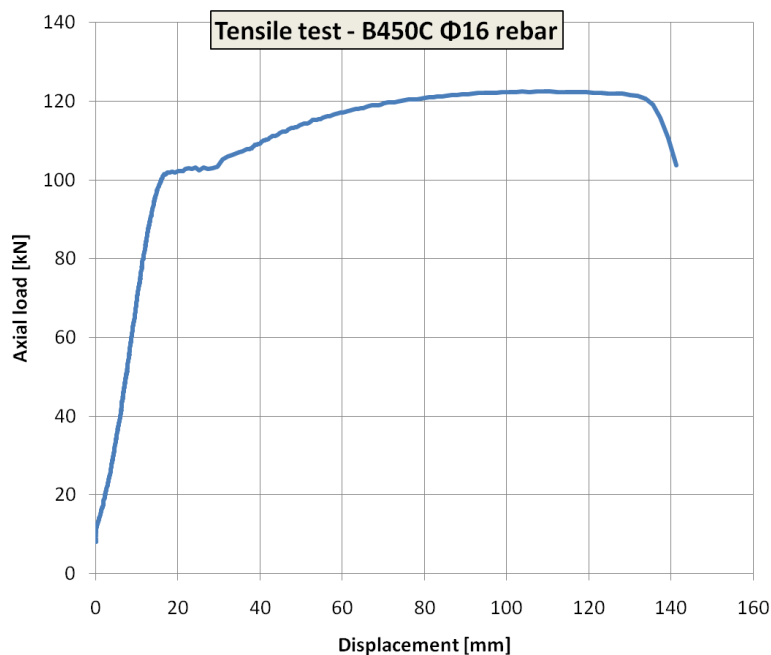


Figura 2.2 Diagramma Forza - Spostamento della barra di acciaio B450C

La malta utilizzata per i getti di completamento tra pilastro e fondazione è una malta commerciale ad alta resistenza a ritiro compensato del tipo Technochem Microbeton BS-91 Ancora. La malta è stata testata per determinare il modulo elastico a 30 giorni dal getto, il risultato ha portato ad un valore di 30900 MPa, meno di quello dichiarato (33000 MPa) ma comunque accettabile. Le proprietà della malta sono riportate in tabella 2.1.

• Acqua essudata (bleeding):		assente
• Resistenza a Compressione	N/mm <sup>2</sup>	35 (1 gg.) 80 (28 gg.)
• Resistenza a flessione	N/mm <sup>2</sup>	4 (1 gg.) 10 (28 gg.)
• MODULO ELASTICO	N/mm <sup>2</sup>	33.000 (28 gg.)
• Adesione al cls	N/mm <sup>2</sup>	2,5 (28 gg.)
• Pull-out	N/mm <sup>2</sup>	> 20 (28 gg.)

Tabella 2.1 Proprietà della malta utilizzata

Tutte le colonne testate hanno un'altezza di 2500 mm e una sezione di 400x400 mm con foro centrale  $\phi 100$  e con armatura longitudinale di 8 barre  $\phi 16$  corrispondenti all'1% dell'area di calcestruzzo. Trasversalmente la sezione è rinforzata con due staffe chiuse  $\phi 8$ , una esterna e una interna che racchiude 4 barre, come mostrato in figura 2.3. Il passo delle staffe è di 65 mm lungo l'altezza critica del pilastro ( $1,5 \times 400 \text{ mm} = 600 \text{ mm}$ ) e di 95 mm nella restante parte.

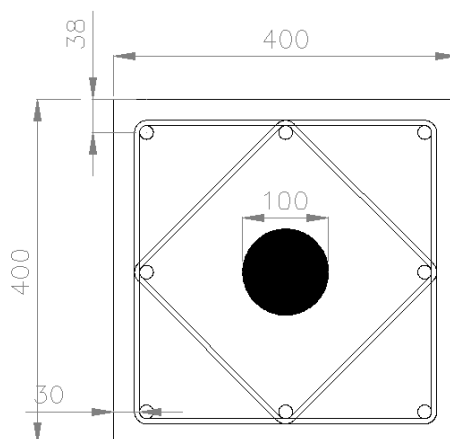


Figura 2.3 Sezione corrente delle colonne utilizzate per i test sperimentali

Le colonne sono concepite per essere utilizzate due volte, quindi entrambi gli estremi hanno una connessione che verrà testata. L'altezza di 2500 mm è stata considerata sufficiente a evitare significative differenze di prestazioni anche se la parte superiore è già fessurata.

La fondazione ha un'altezza di 500 mm e sezione di 1100 x 700 mm per tutte le connessioni, è fortemente rinforzata per compensare la dimensione ridotta rispetto alla realtà. È fissata inferiormente a una trave in acciaio con un giunto bullonato ed è progettata per resistere a taglio e momento flettente combinati, mentre il carico orizzontale viene applicato nella parte superiore del pilastro con un martinetto idraulico orizzontale agganciato al pilastro con un dispositivo apposito.

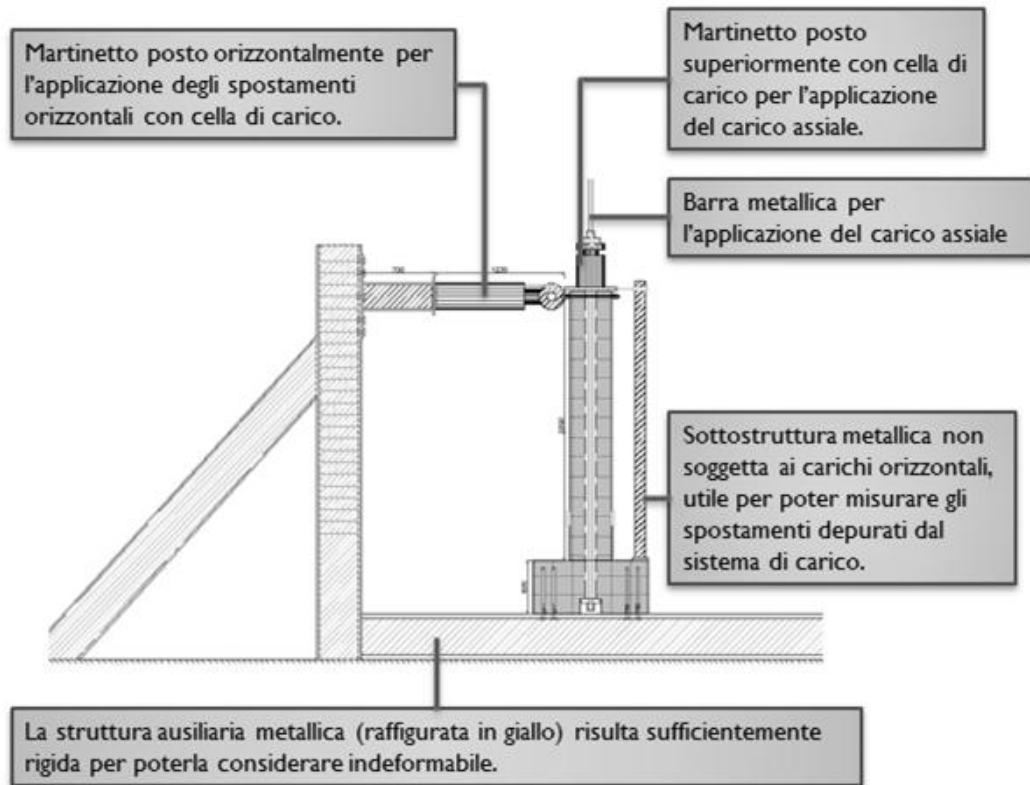


Figura 2.4 Schematizzazione del setup di prova. In evidenza la fondazione fissata alla trave in acciaio e il martinetto orizzontale



Figura 2.5 Set-up sperimentale di prova

Il carico orizzontale è applicato tramite un martinetto idraulico con capacità di 750 kN e una corsa massima di 300 mm. Per avere una prestazione corretta occorre posizionare il martinetto a metà della sua escursione, in modo da evitare di raggiungere il fondo corsa. Il martinetto è collegato al telaio in acciaio fisso tramite un collegamento bullonato e tramite una trave speciale che serve a coprire la distanza tra il telaio stesso e il campione. Il martinetto è dotato di un nodo incernierato in corrispondenza della connessione con il campione. All'interfaccia con la trave di separazione è stato inserito un foglio di gomma per permettere delle piccole rotazioni anche in questa sezione. Inoltre è stata considerata una sottostruttura a doppia cerniera capace di trasmettere solo i carichi assiali. Il carico verticale viene applicato in maniera indiretta tramite una barra Dywidag che corre sia nel pilastro che nella fondazione nel foro del pluviale. La barra viene ancorata inferiormente alla base della fondazione con un dado, supportato da una piastra d'acciaio di grande spessore che agisce direttamente sul profilo del cemento. Superiormente è ancorata con un altro dado al martinetto verticale (di capacità 400 kN). Il carico verticale è stato applicato in modo costante con un valore di 380 kN e monitorato tramite una cella di carico posizionata tra il martinetto verticale e l'estremità superiore della barra Dywidag.

### ***2.1.2. Strumentazione***

Per la prova effettuata sono stati utilizzati diversi tipi di potenziometri LVDT, in funzione della sensibilità e della corsa dello strumento. Per la misurazione dell'estensione dei martinetti idraulici sono stati usati LVDT con corsa massima di 300 mm, mentre per la misurazione della deformazione del pilastro e degli spostamenti alla base si sono usati LVDT con corsa massima di 75 mm e 30 mm. Per l'acquisizione dei dati sono stati registrati 12 canali, riportati in tabella 2.2.

CANALE	STRUMENTAZIONE
1	Potenziometro per spostamento del martinetto orizzontale [mm]
2	Pompa di pressione per il carico del martinetto orizzontale [kN]
3	Cella di carico verticale [kN]
4	Cella di carico orizzontale [kN]
5	Potenziometro per drift orizzontale con riferimento esterno [mm]
6	Trasduttore per spostamento verticale [mm]
7	Trasduttore di sx [mm]
8	Trasduttore di dx [mm]
9	Trasduttore di dx davanti [mm]
10	Trasduttore di dx dietro [mm]
11	Trasduttore di sx davanti [mm]
12	Trasduttore di sx dietro [mm]

Tabella 2.2 Canali di acquisizione per la registrazione della prova

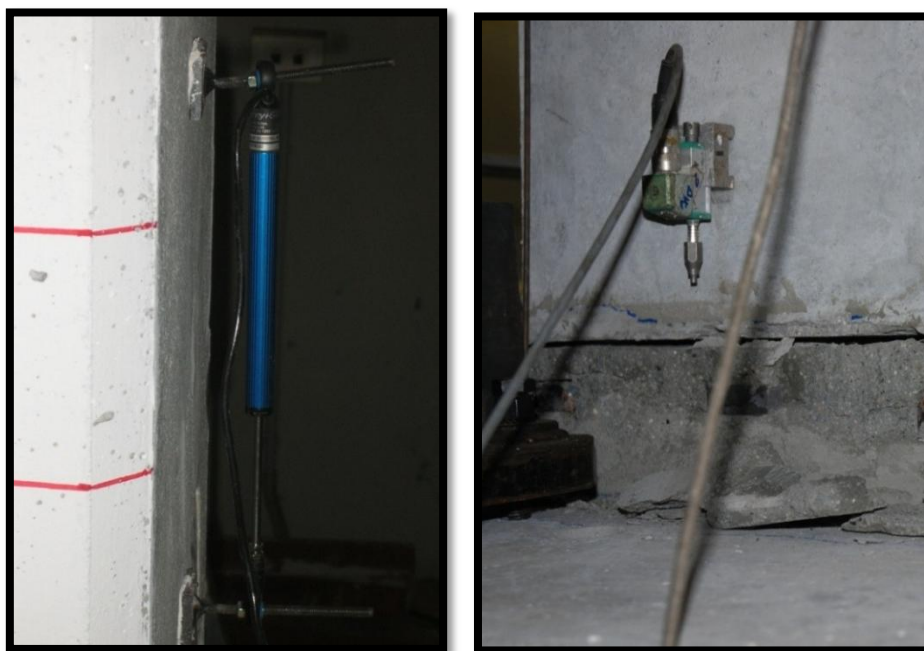
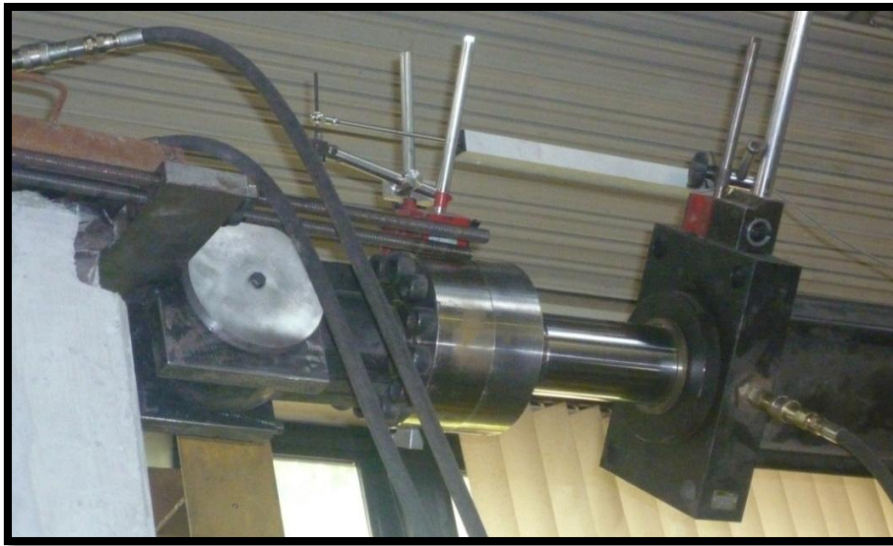


Figura 2.6 a) Geffrain laterale destro; b) Trasduttore laterale sinistro



*Figura 2.7 Martinetto orizzontale in sommità con potenziometro orizzontale*



*Figura 2.8 Applicazione del carico verticale tramite una barra Dywidag*

Il carico assiale non è applicato in modo convenzionale, ma tramite la barra Dywidag che segue gli spostamenti in sommità e applica sempre il carico assiale seguendo



l'inclinazione del pilastro. La forza di taglio deve essere quindi modificata secondo la seguente formula:

$$S = F - N \cdot \cos \left[ \tan^{-1} \frac{d}{h} \right] \cdot \frac{d}{h}$$

Dove

*S = reale forza di taglio*

*F = forza letta dal martinetto orizzontale*

*N = carico assiale pari a 380 kN*

*d = spostamento in sommità*

*h = altezza del pilastro pari a 2500 mm*

Dato che il carico assiale è sempre diretto verso la fondazione, il suo braccio è sempre nullo e il momento flettente del second'ordine è pari a:

$$M = F \cdot h$$

Dove

*M = momento reale alla base del pilastro*

*F = forza letta dal martinetto orizzontale*

*h = altezza del pilastro pari a 2500 mm*

Per quanto riguarda la rotazione e la curvatura, i dati sperimentali possono non essere affidabili per grandi spostamenti poichè i potenziometri possono cadere o i loro dati perdere significato a causa di anomalie dovute al forte danneggiamento. I dati che verranno riportati sono dunque depurati dei risultati insensati. La rotazione si calcola come:

$$\phi = \frac{d_1 - d_2}{l}$$

Oppure, in caso di uno strumento fuori controllo:  $\phi = \frac{d_x}{l/2}$

La curvatura invece si calcola come:

$$\vartheta = \frac{\frac{(d_3 + d_4)}{2} - \frac{(d_5 + d_6)}{2}}{l \cdot h}$$

La curvatura depurata (senza la lunghezza di fessurazione alla base) si calcola come:

$$\vartheta = \frac{\left[ \frac{(d_3 + d_4)}{2 \cdot h} - \frac{(2 \cdot d_6)}{l} \right] - \left[ \frac{(d_5 + d_6)}{2 \cdot h} - \frac{2 \cdot d_2}{l} \right]}{l}$$

I pedici utilizzati nelle formule precedenti si riferiscono allo schema seguente

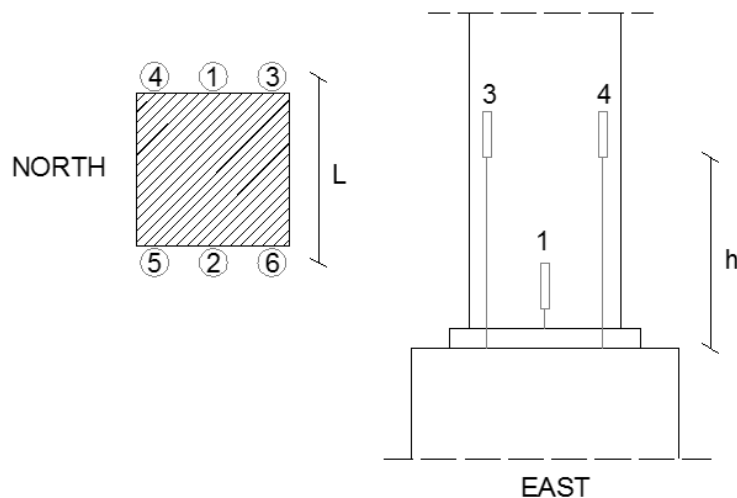


Figura 2.9 Schema dell'applicazione degli strumenti di misura

### 2.1.3 Digital Image Correlation

Durante l'esecuzione dei test in laboratorio si è visto che gli strumenti per registrare le deformazioni (ovvero i trasduttori laterali) spesso non riescono a resistere fino alla fine della prova perché basta una piccola fessura che si genera dove c'è lo strumento e i dati non sono più attendibili. Per questo motivo è stato difficile registrare e quindi graficare i dati relativi alle rotazioni per grandi spostamenti. La proposta elaborata in questo lavoro di tesi per risolvere questo problema è stata quella di provare ad utilizzare un programma di correlazione digitale delle immagini, in modo tale da poter ricavare le rotazioni in ogni punto del pilastro per qualsiasi step del test.

#### 2.1.3.1 Aspetti teorici

Digital image correlation (DIC) è un processo di mappatura da una immagine digitale ad un'altra, sia per una singola immagine sia attraverso un campo di trasformazione che

descrive la mappatura di diverse parti dell'immagine. Questo metodo è ampiamente usato in molti campi della scienza e dell'ingegneria per misurare le deformazioni, gli spostamenti e gli sforzi.

DIC è un metodo di misura “a tutto campo” ovvero consiste nell'assegnare una quantità ad ogni punto dello spazio e, in particolare, un campo di tensori. Questa tipologia di misurazione permette di raccogliere informazioni sulle discontinuità “forti” o “deboli” del gradiente delle quantità interessate come le shear band e le fessure.

Il metodo DIC è basato sulla massimizzazione di un coefficiente di correlazione che viene determinato esaminando l'intensità di pixel delle serie di sottosistemi su due o più immagini corrispondenti ed estraendo la funzione di mappatura delle deformazioni che relazionano l'immagine. Per minimizzare il coefficiente di correlazione in 2D si utilizza un processo iterativo basato su una tecnica di ottimizzazione non lineare. Il coefficiente di correlazione  $r_{ij}$  è definito come:

$$r_{ij} \left( u, v, \frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial u}{\partial y}, \frac{\partial v}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial y} \right) = 1 - \frac{\sum_i \sum_j [F(x_i, y_i) - \langle F \rangle][G(x_i^*, y_i^*) - \langle G \rangle]}{\sqrt{\sum_i \sum_j [F(x_i, y_i) - \langle F \rangle]^2 \sum_i \sum_j [G(x_i^*, y_i^*) - \langle G \rangle]^2}}$$

dove

$F(x_i, y_i)$  è l'intensità dei pixel o il valore della scala di grigi al punto  $(x_i, y_i)$  nell'immagine indeformata;

$G(x_i^*, y_i^*)$  è il valore della scala di grigi al punto  $(x_i^*, y_i^*)$  nell'immagine deformata;

$\langle F \rangle$  e  $\langle G \rangle$  sono il valor medio delle matrici di intensità F e G.

Le coordinate della griglia di punti  $(x_i, y_i, x_i^*, y_i^*)$  sono legate dalla deformazione che c'è tra le due immagini. Se il movimento è perpendicolare all'asse ottico della macchina fotografica allora la relazione tra  $(x_i, y_i)$  e  $(x_i^*, y_i^*)$  può essere approssimata attraverso una trasformazione in 2 dimensioni del tipo:

$$x^* = x + u + \frac{\partial u}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial u}{\partial y} \Delta y$$

$$y^* = y + v + \frac{\partial v}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial v}{\partial y} \Delta y$$

Dove  $u$  e  $v$  sono traslazioni del centro della sub-immagine in direzione X e Y rispettivamente. Le distanze dal centro della sub-immagine al punto  $(x, y)$  sono indicate dai termini  $\Delta x$  e  $\Delta y$ . Pertanto il coefficiente di correlazione  $r_{ij}$  è funzione delle componenti dello spostamento  $u$  e  $v$  e del gradiente degli spostamenti:  $\frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial u}{\partial y}, \frac{\partial v}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial y}$ . La grande differenza tra il metodo DIC e altre tecniche è il metodo impiegato per correlare immagini consecutive. Il DIC usa il metodo di corrispondenza descritto sopra, le altre tecniche consistono nel tracciamento dei centroidi delle particelle sulle immagini consecutive.

Ci sono molte situazioni in cui un'unica corrispondenza tra le caratteristiche di due immagini non può essere stabilita; questa situazione è nota come il *Problema della Corrispondenza*. Generalmente le situazioni tipiche sono le due di seguito descritte: una struttura periodica, come ad esempio una griglia di punti piccoli (Fig.2.10a), e una struttura senza trama che si deforma (Fig 2.10b).

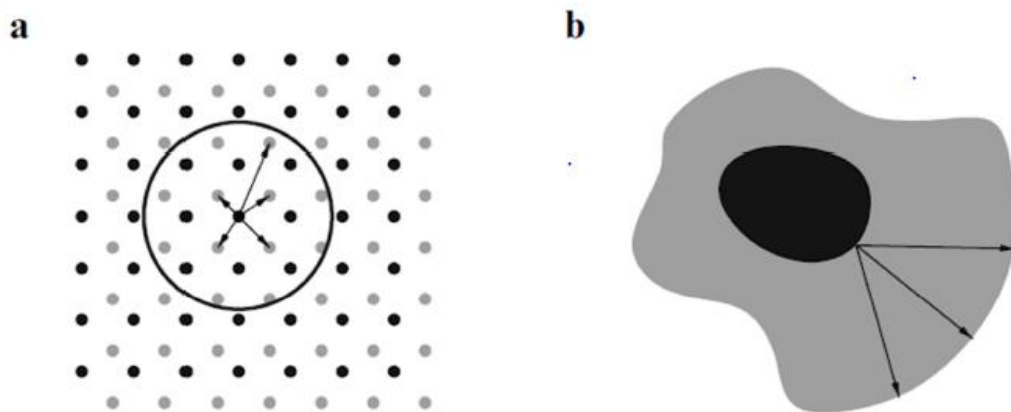


Figura 2.10 Esempi di corrispondenza problematica a) struttura periodica; b) struttura deformata senza maglia

Per risolvere il Problema della Corrispondenza in modo unico, la superficie dell'oggetto in questione deve avere certe specifiche proprietà. Strutture orientate limitano la determinazione del moto dei vettori nella componente ortogonale alla struttura, mentre strutture periodiche conducono a problemi di errore di registrazione. Quindi la superficie ideale dovrebbe essere isotropa e non periodica. Questi requisiti naturalmente portano all'uso di una trama random. Il modello usato nel DIC può essere naturale o artificiale e deve aderire alla superficie e deformarsi con essa. Se il modello è cosiffatto non si perde la correlazione anche per grandi traslazioni e deformazioni. Una delle

caratteristiche fondamentali per una buona puntinatura è il loro alto contenuto di informazioni, ovvero se l'intera superficie è puntinata, l'informazione per la correlazione del modello è disponibile ovunque sulla superficie e non solo su una griglia comparativamente rada.

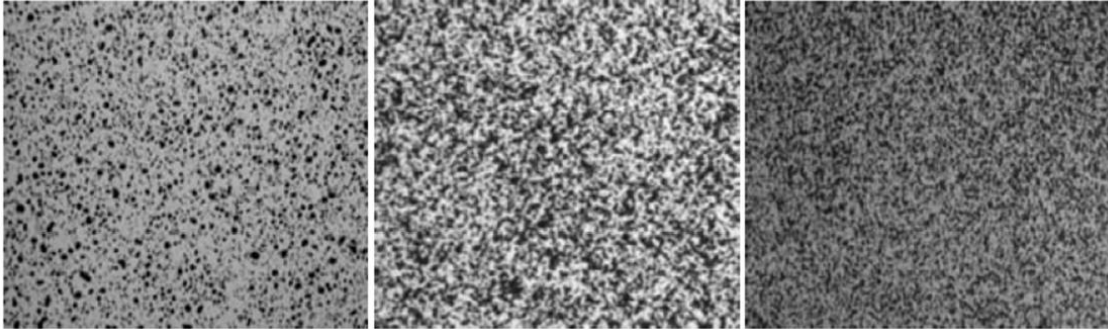


Figura 2.11 Esempi di puntinatura tipicamente usata per il DIC

L'acquisizione delle immagini durante i test ha bisogno di un set-up sperimentale che permetta l'osservazione diretta; sono necessarie anche la struttura dell'immagine e un modello che segua il movimento del materiale. Le caratteristiche che si assumono come fondamentali sono riportate in tabella 2.3.

<b>PARAMETRI</b>	<b>DIMENSIONI</b>
Campo di vista (FOV)	L*L (m <sup>2</sup> )
Risoluzione di registrazione	N*N (pixels <sup>2</sup> )
Fattore d'ingrandimento	MT (pixels/m)
Dimensione del sottoinsieme	m*m (pixels <sup>2</sup> )
Precisione di spostamento dell'immagine	$\beta_I$ (pixels)
Dimensione dei punti sull'immagine	$\eta_i$ (pixels)
Dimensione dei punti sull'oggetto	$\eta_0$ (m)
Dimensione dell'oggetto	$L_0$ (m)

Tabella 2.3 Parametri fondamentali per DIC

La precisione dello spostamento dell'oggetto,  $\beta_0$ , può essere definita come:

$$\beta_0 = \frac{L (m)}{N(pixels)} \cdot \beta_I(pixels) = \frac{\beta_I}{M_T}(pixels)$$

Definito questo parametro bastano due semplici regole per fornire le basi per l'approccio al metodo DIC.

Regola 1: Per avere una corrispondenza precisa, i puntini sul piano dell'immagine devono essere campionati attraverso un array di pixel di almeno 3x3 per assicurare un sovra-campionamento minimo e una ragionevole ricostruzione del modello tramite interpolazione.

Regola 2: Ogni sottoinsieme piano dell'immagine di dimensione N per N deve contenere almeno 3 per 3 puntini per assicurare una ragionevole accuratezza e isotropia nel processo di corrispondenza.

Inoltre, per garantire un elevato grado di contenuto di informazione delle immagini, la distribuzione di intensità dovrebbe avere una forma il più vicino possibile ad una gaussiana. Questo è un aspetto fondamentale per il DIC, poiché si basa sulla massimizzazione di un coefficiente di correlazione, che è determinato esaminando l'intensità dei sottoinsiemi di array di pixel su due o più immagini corrispondenti ed estraendo la funzione di mappatura della deformazione che riguarda le immagini. In pratica, una distribuzione di intensità la più vicina possibile a una gaussiana può essere ottenuta utilizzando contemporaneamente più di una sorgente luminosa (per eliminare le ombre) per illuminare il campo di vista.

### *2.1.3.2 Applicazione*

Il metodo DIC è stato affiancato alla tradizionale strumentazione su tre delle prove effettuate per il progetto Safecast: le scarpe bullonate, le barre sporgenti e gli accoppiatori. Per ognuno di questi test il pilastro è stata pitturata di bianco in modo da creare uno sfondo omogeneo e poi spruzzata con una bomboletta di colore nero per creare la texture casuale.

Sulla connessione con barre sporgenti è stata disegnata una griglia di quadrati di lato 10cm, in modo che, sul pilastro si riuscisse a monitorare un'altezza di almeno 60 cm, mentre sulla fondazione è sufficiente una maglia da 10 cm perché, dato che la connessione è forte, ci aspettiamo che la deformazione avvenga nel pilastro e la fondazione rimanga intatta.

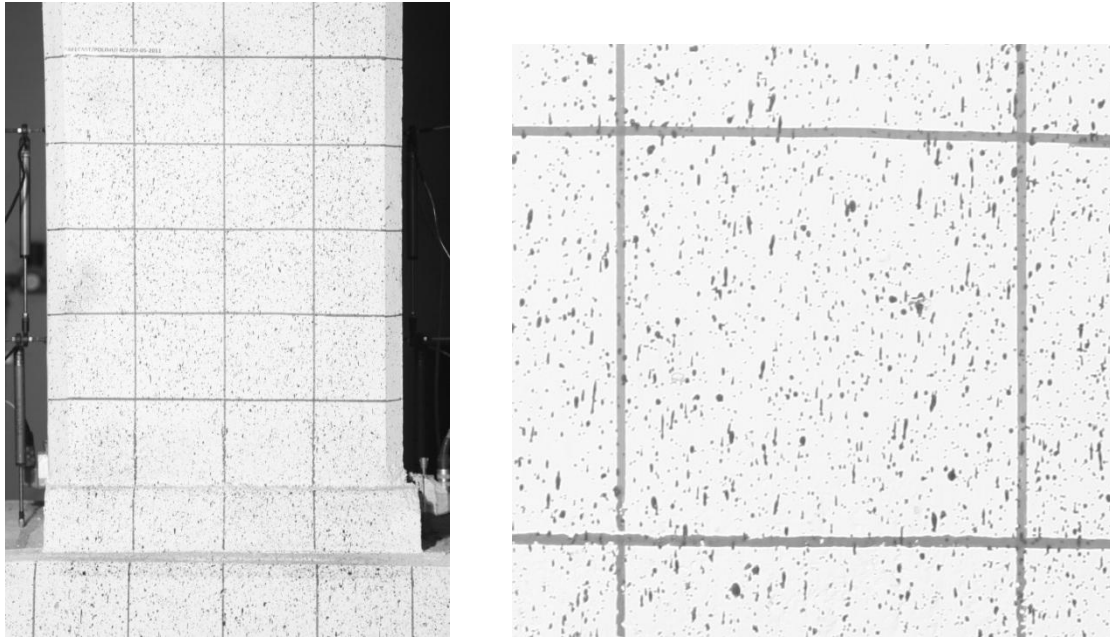


Figura 2.12 Texture della connessione con barre sporgenti post-inserite

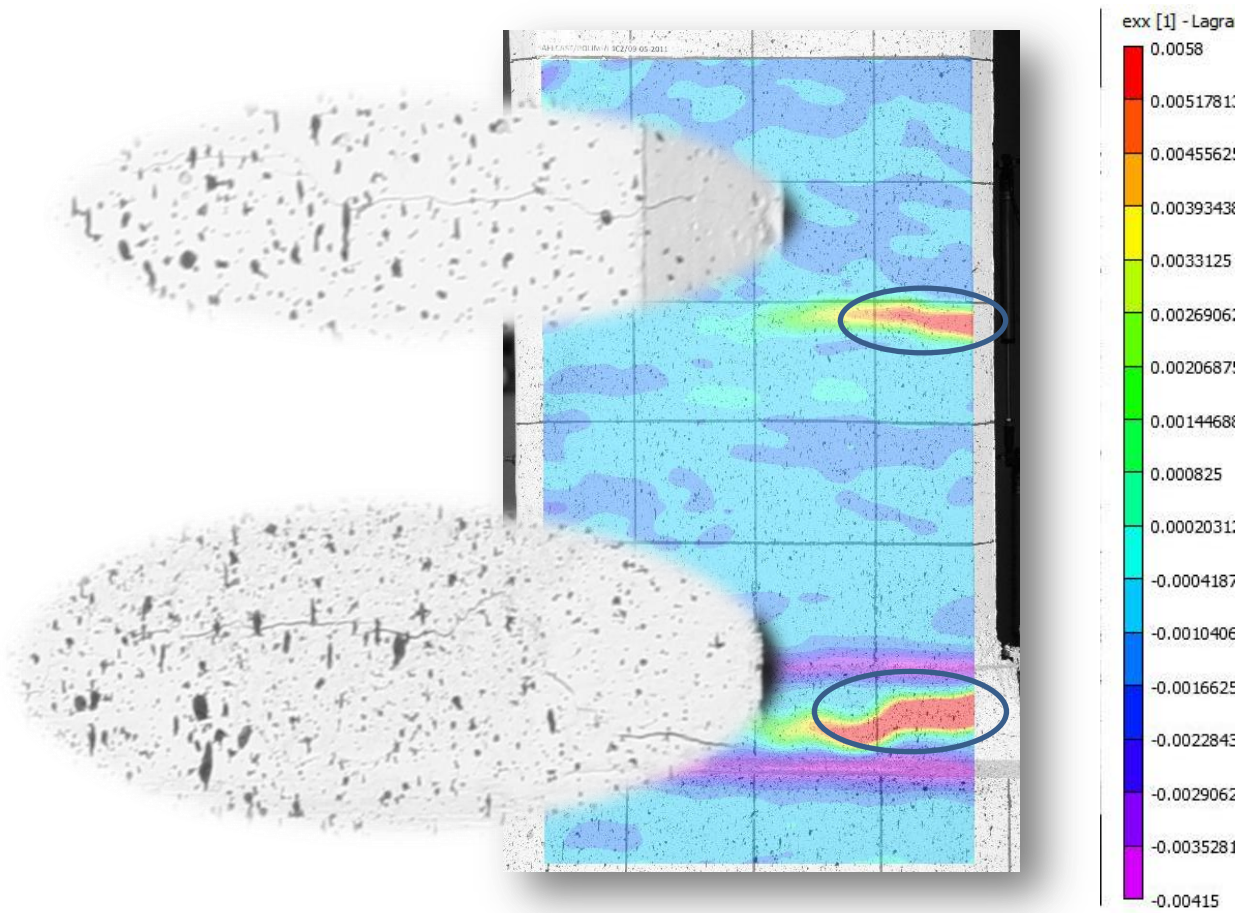


Figura 2.13 Fessurazione al 6% di drift delle barre sporgenti. Il pilastro è teso sul lato destro e compresso su quello sinistro

In figura 2.14 si può vedere uno dei molti risultati che restituisce l'analisi, infatti per ogni step il programma calcola sforzi, deformazioni, rotazioni. Qui è riportato a titolo esemplificativo il calcolo delle deformazioni lungo x (in questo caso si tratta della direzione gravitazionale). Dall'immagine ottenuta si può chiaramente vedere la formazione di due fessure sul lato teso che colgono perfettamente alle fessure reali. Per il calcolo delle rotazioni si è scelto un punto fisso (P1) e tre punti sui due lati della sezione a diverse altezze (rispettivamente 20, 30 e 60 cm dalla base del pilastro). In questo modo è possibile eppure le rotazioni dei punti "mobili" con quella del punto fisso.

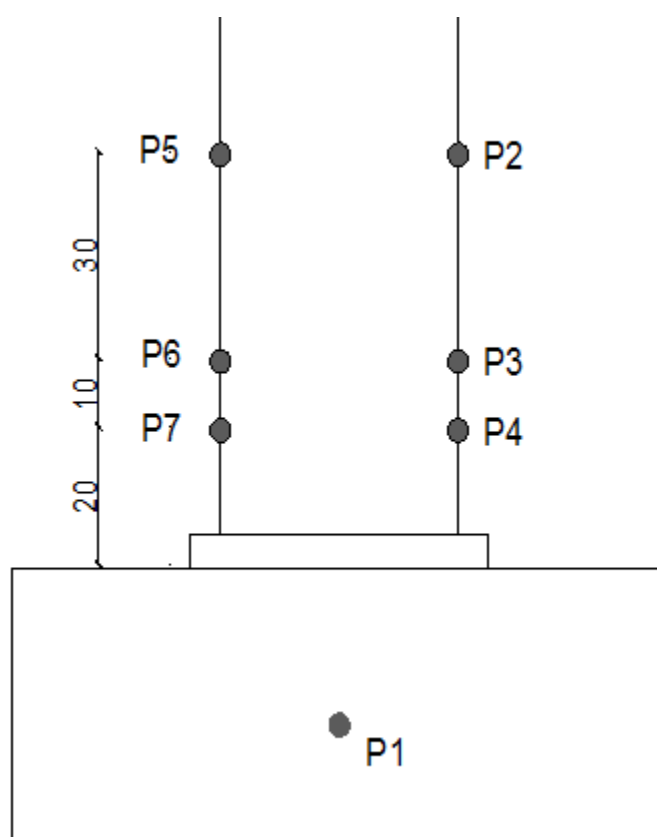
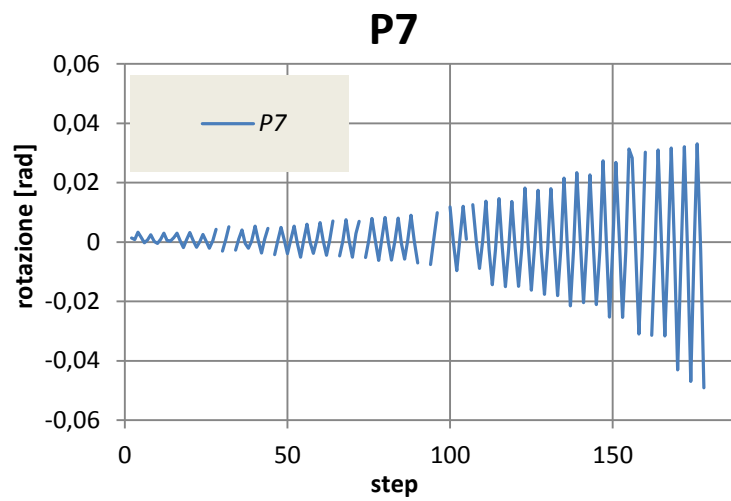
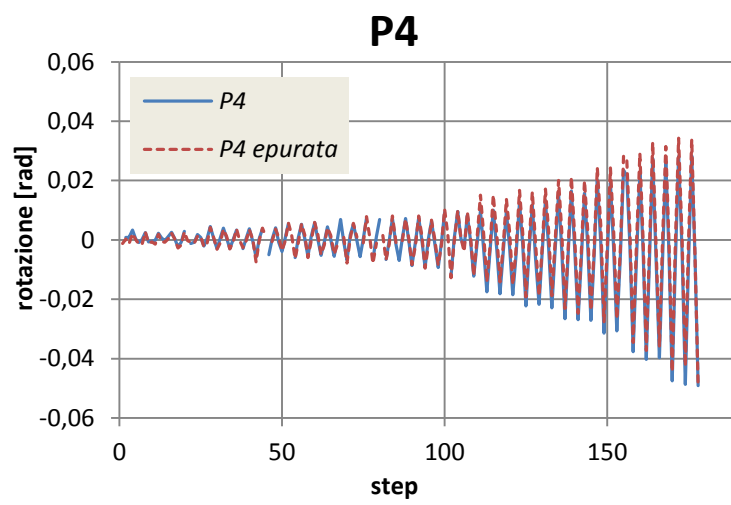
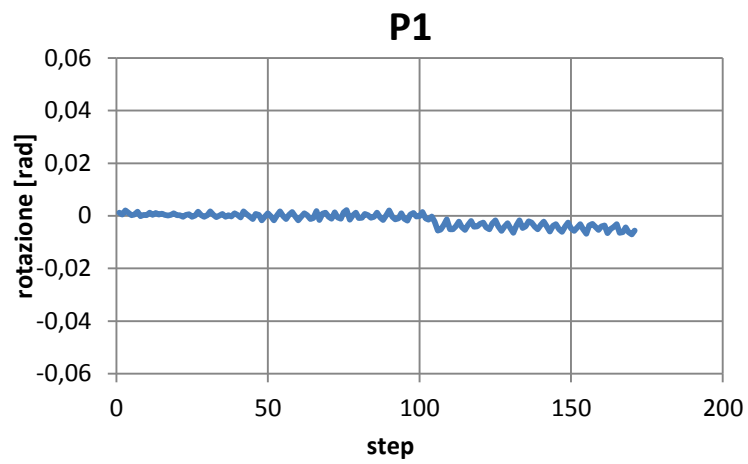


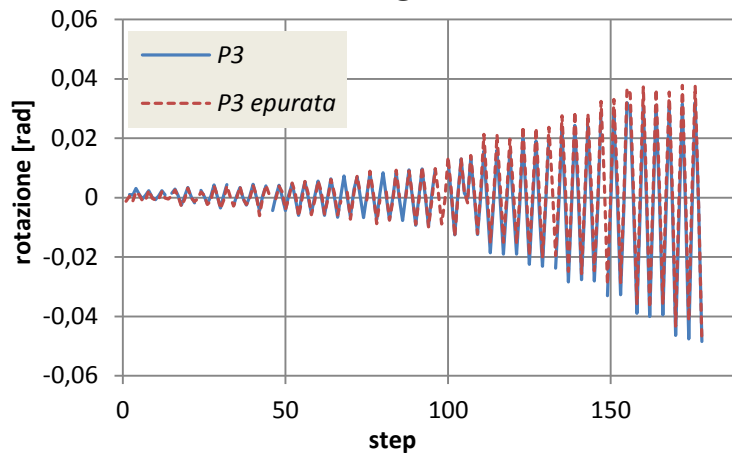
Figura 2.14 Schema della scelta dei punti in cui ricavare le rotazioni

In figura 2.15 si riportano i grafici che mostrano le rotazioni dei punti scelti.

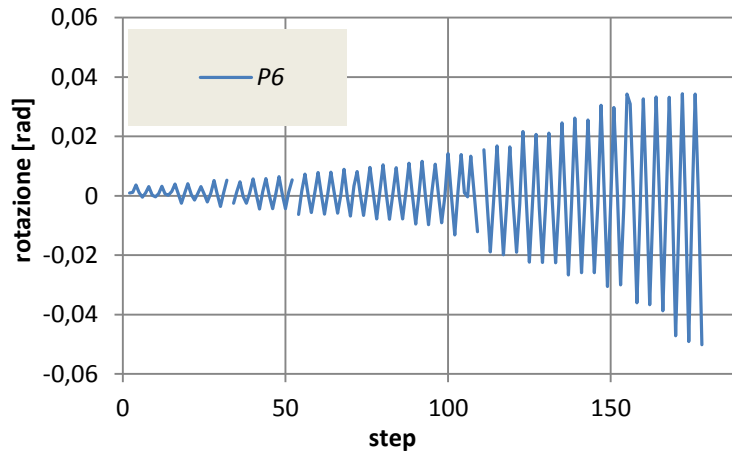




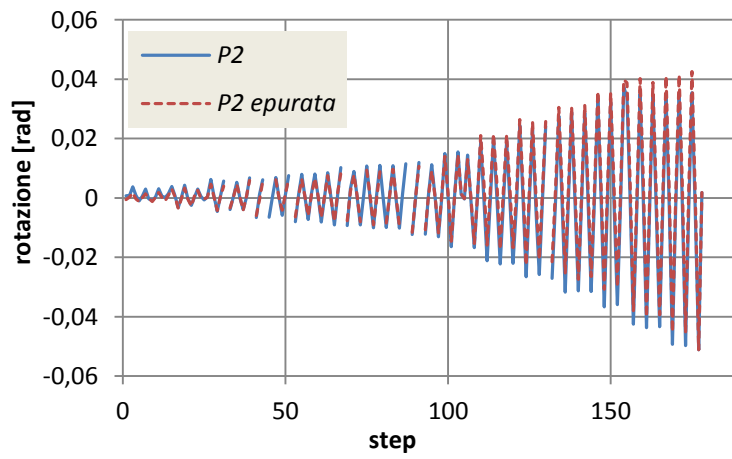
### P3

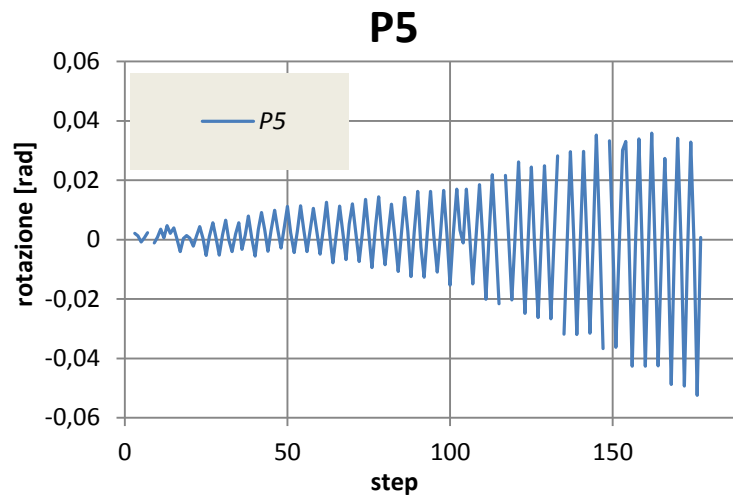


### P6



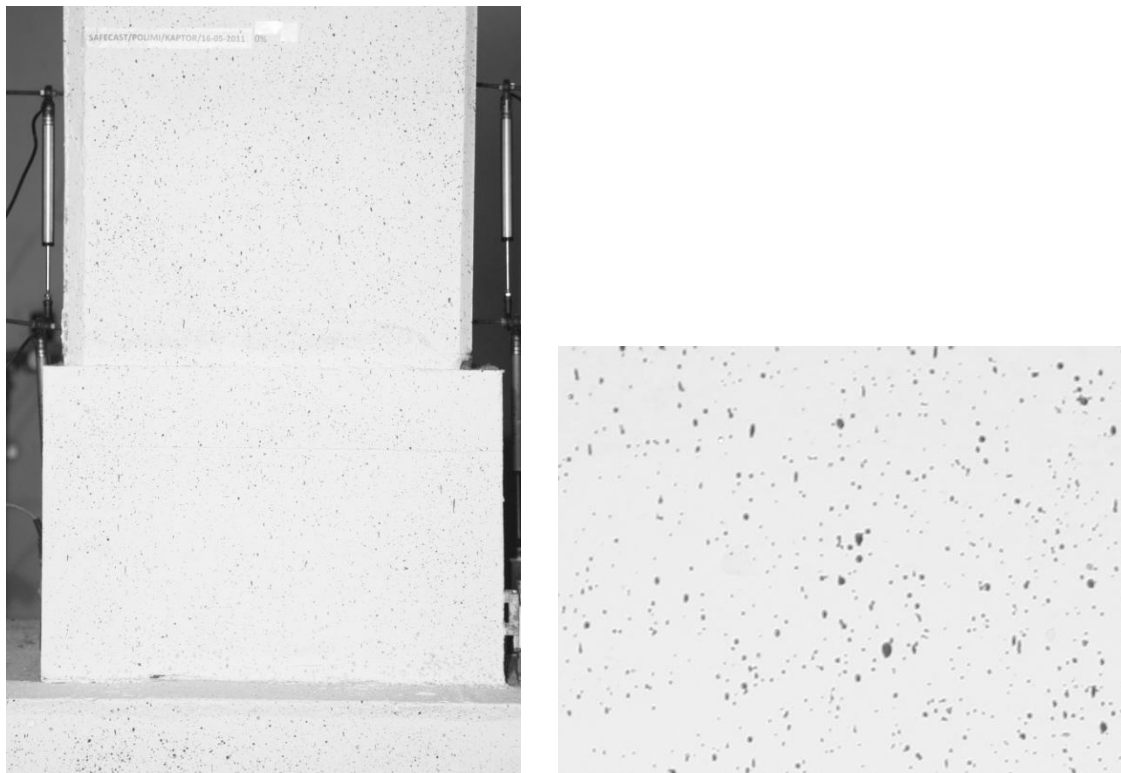
### P2





*Figura 2.15 Rotazioni dei punti scelti lungo il pilastro*

Per quanto riguarda il test sugli accoppiatori la texture non aveva una maglia di quadrati di riferimento (infatti questa prova e anche quella sulle scarpe bullonate sono state fatte prima di quella appena descritta delle barre sporgenti).



*Figura 2.16 Texture della connessione con accoppiatori*

In questo caso si riporta il risultato dell'analisi in termini di deformazione allo 0,6% di drift (figura 2.17).

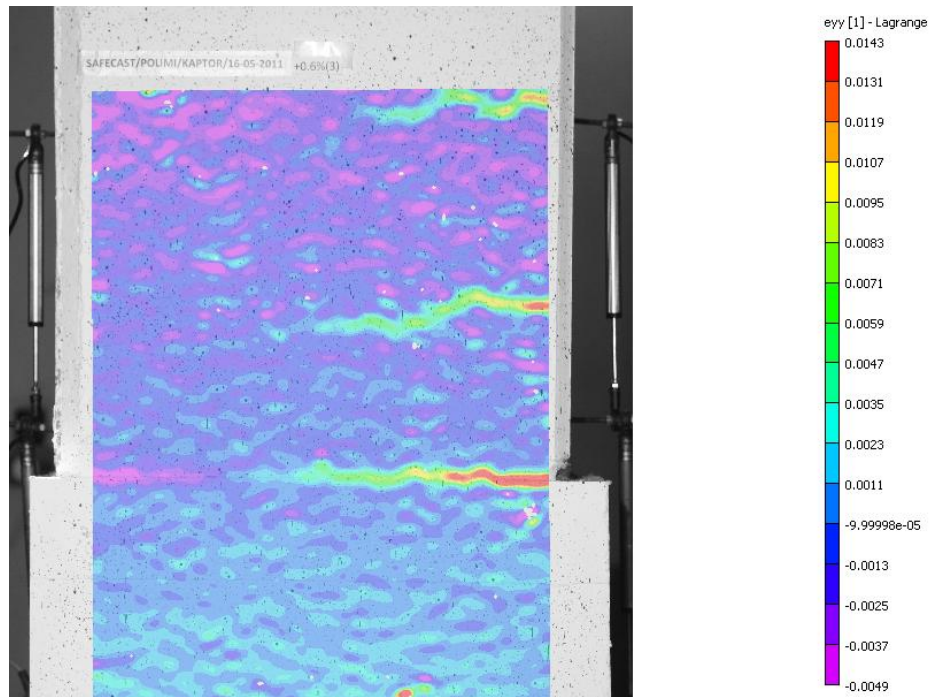


Figura 2.17 Fessurazione allo 0,6% di drift degli accoppiatori. Il pilastro è teso sul lato destro e compresso su quello sinistro

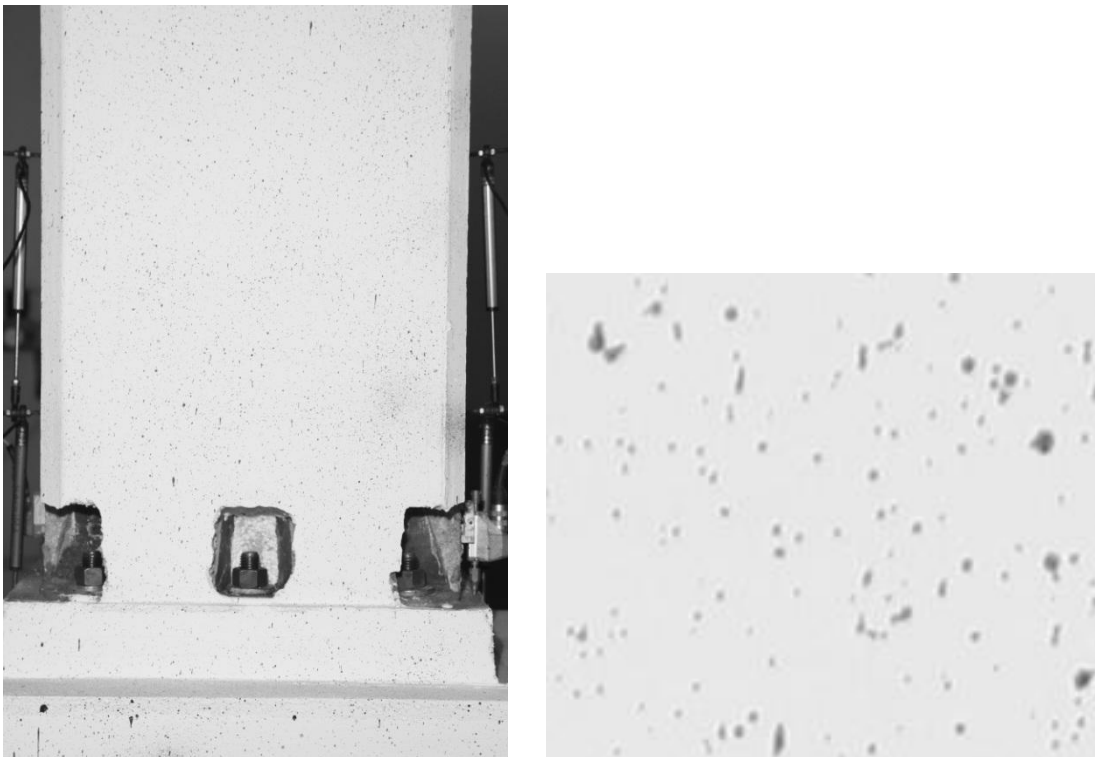
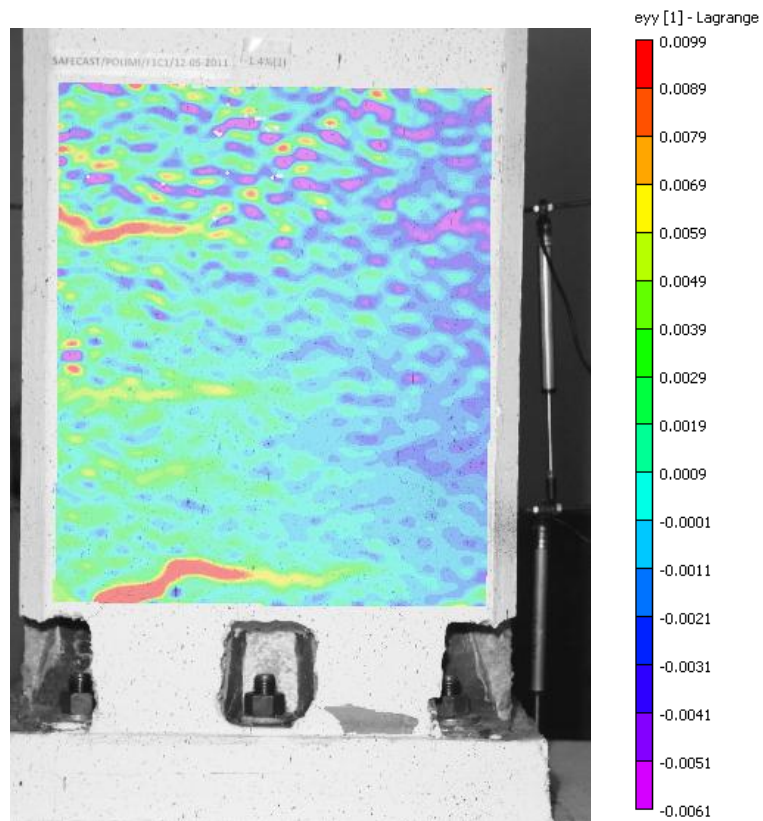


Figura 2.18 Texture della connessione con scarpe bullonate

In figura 2.18 è riportata la texture usata sulla connessione con scarpe bullonate e in figura 2.19 i risultati dell'analisi sempre in termini di deformazione all'1,4% di drift.



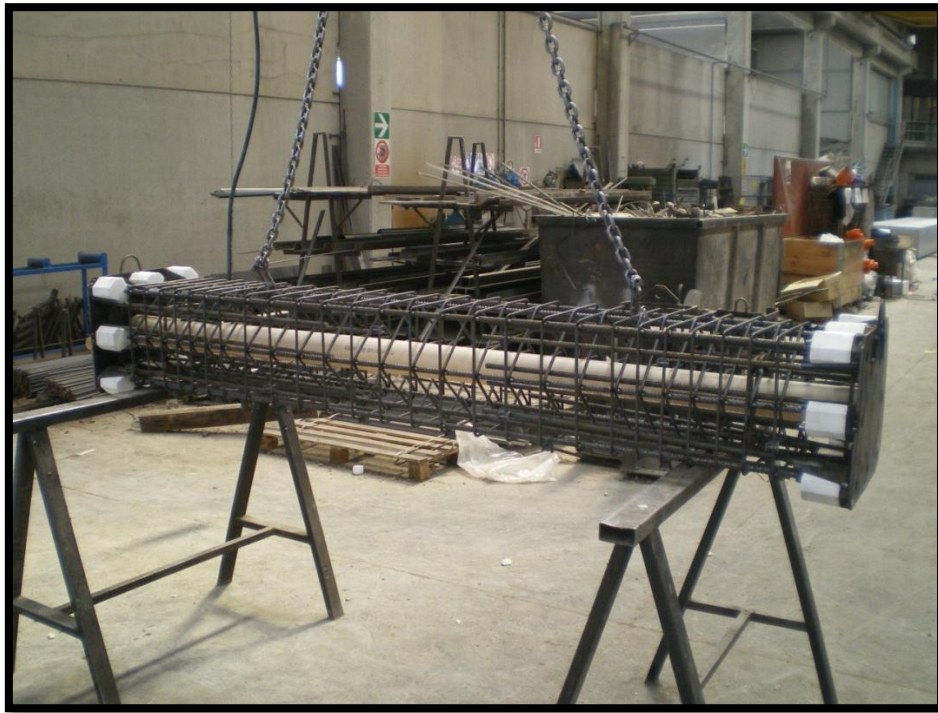
*Figura 2.19 Fessurazione all'1,4% di drift delle scarpe bullonate. Il pilastro è teso sul lato destro e compresso su quello sinistro*

## ***2.2 COLLEGAMENTI BULLONATI***

Per tutte le tipologie di collegamento è stata effettuata una o più prove di carico cicliche a piccoli step fino al 5% di drift (125 mm). Ogni step di spostamento è stato raggiunto tre volte al fine di investigare la stabilità del campione (in termini di rigidità e resistenza).

### ***2.2.1 Scarpe bullonate***

Questo tipo di connessione (già descritto nel paragrafo 1.3.2.1) è largamente disponibile sul mercato da qualche anno. È stato deciso di includere questa tipologia all'interno del programma di ricerca poiché non esistono risultati sperimentali sul suo comportamento sismico. Di seguito si riportano i risultati delle tre prove eseguite sulle scarpe bullonate.



*Figura 2.20 Pilastro con scarpe bullonate, in evidenza l'applicazione delle scarpe su entrambi gli estremi del pilastro per test doppio*

### 2.2.1.1 Risultati test 1

In figura 2.21 si riporta l'andamento della prima prova per gli step più significativi evidenziando in blu e in arancio le fessure dovute rispettivamente alla compressione e alla trazione del pilastro.



0,25% DRIFT

1,00% DRIFT

1,5% DRIFT

1,75% DRIFT



2,00% DRIFT

3,00% DRIFT

4,00%DRIFT

5,00% DRIFT

*Figura 2.21 Sviluppo delle fessure fino al 5% di drift durante la prova*

I dati registrati sono riportati nei grafici dal 2.22 al 2.24 in termini di forza-spostamento e momento-curvatura.

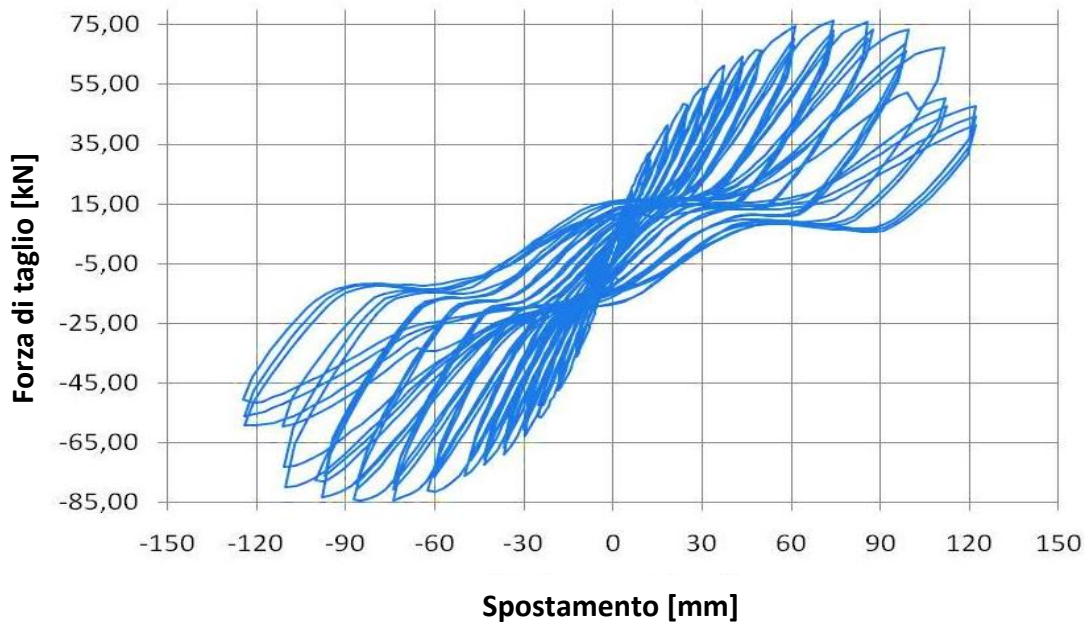


Figura 2.22 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto

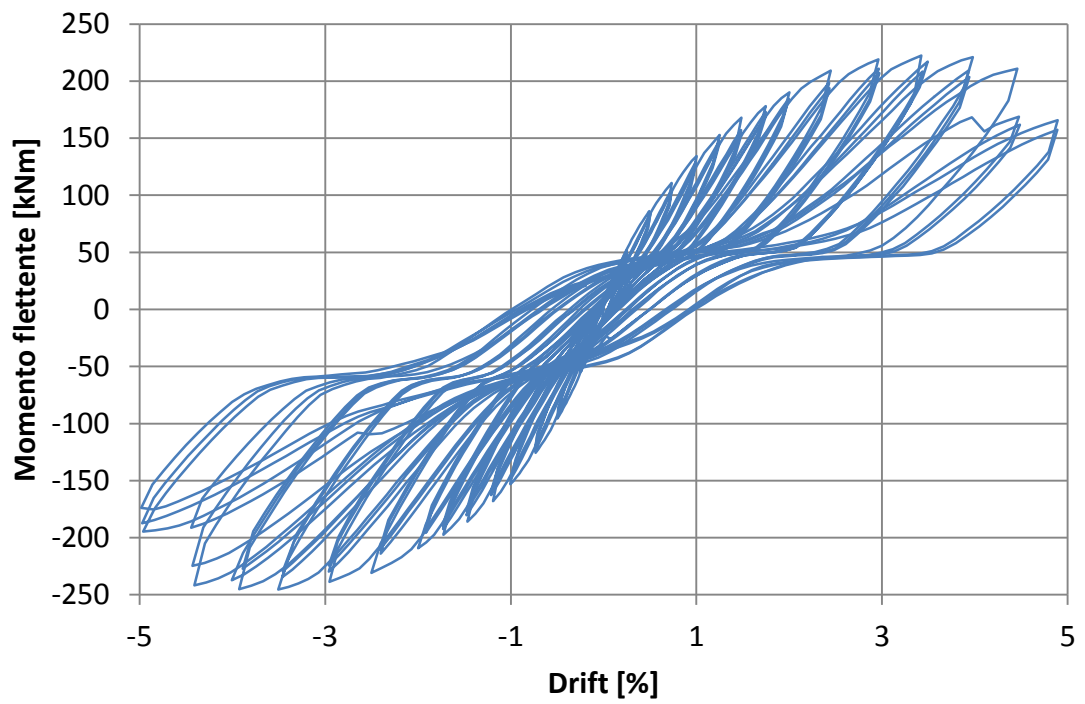
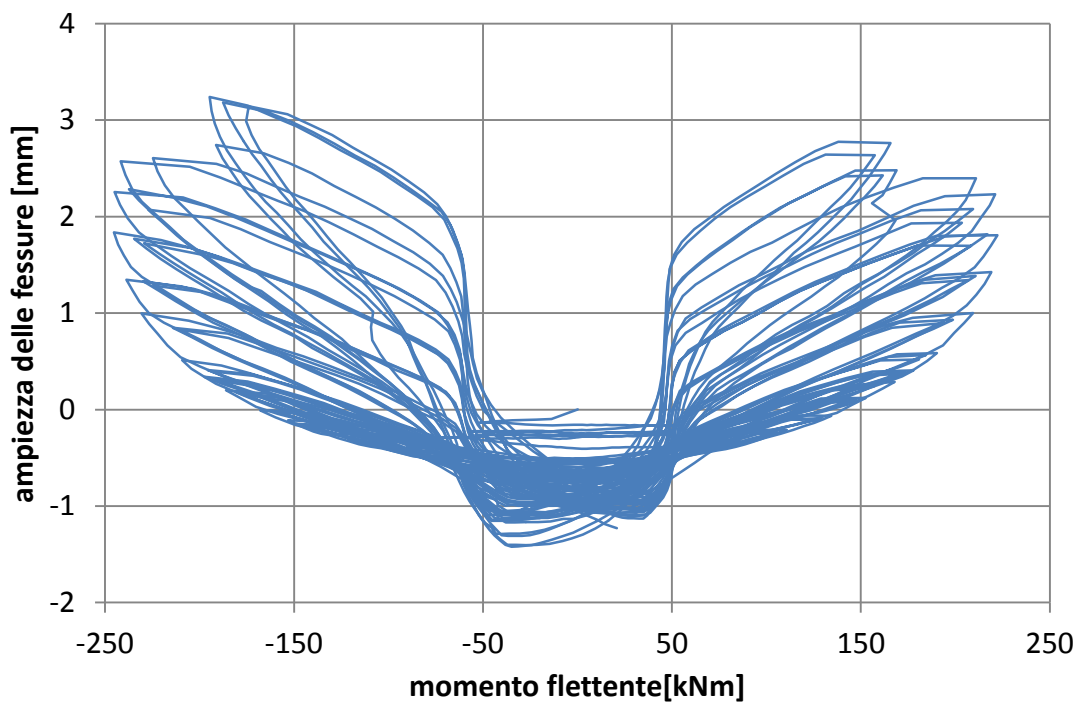


Figura 2.23 Andamento del momento flettente rispetto al drift





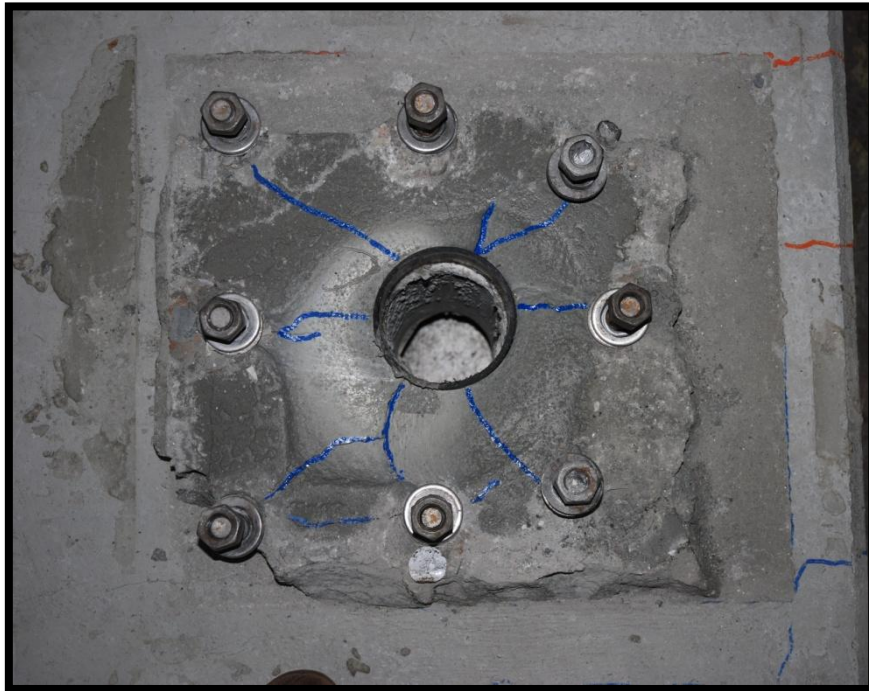
*Figura 2.24 Ampiezza delle fessure in funzione del momento flettente*

Si può osservare che il comportamento ciclico è stabile e duttile fino a rottura, dato che la fase di snervamento è chiara e ben sviluppata. La forza di taglio diminuisce per grandi drift; la diminuzione è dovuta agli effetti del second' ordine, dato che il momento flettente alla base del pilastro aumenta fino a rottura. La rottura corrisponde al progressivo cedimento delle barre filettate che collegano le scarpe e la fondazione (che incomincia al 4,5% di drift).

Si è registrato anche un alto effetto di pinching soprattutto per grandi drift. Questo fenomeno è dovuto alla condizione di non linearità al contatto tra le scarpe e i dadi: una volta che le barre filettate si allungano abbastanza da compensare la deformazione data dal serraggio manuale dei dadi, il pilastro oscilla con bassa rigidezza seguendo il crescente divario sia in compressione che in tensione.

La maggior parte del danneggiamento si è concentrata nella sezione di interfaccia tra pilastro e fondazione con un alto distacco della malta non confinata e del calcestruzzo tra le scarpe. Le scarpe invece non si sono danneggiate e questo mostra che esse sono rimaste in campo elastico per tutto il test.

La fondazione ha partecipato al comportamento isteretico riportando alcune fessure. Una volta svitate le barre filettate e rimossa il pilastro, nell'interfaccia della malta si sono potute vedere delle crepe che provano la partecipazione della fondazione al comportamento isteretico (figura 2.25).



*Figura 2.25 Fessure all'interfaccia tra pilastro e fondazione dopo aver rimosso il pilastro*

Le barre filettate sporgenti dalla fondazione hanno provocato la rottura della connessione, e questo mostra che esse sono il punto debole della capacità della connessione. Alla fine del test due barre nell'angolo sul lato a est e una nell'angolo a ovest sono state trovate rotte.

### 2.2.1.2 Risultati test 2

Anche per la seconda prova la risposta del collegamento è del tutto simile alla precedente. Nelle figure dalla 2.26 alla 2.28 si mostrano i grafici dei risultati ottenuti.

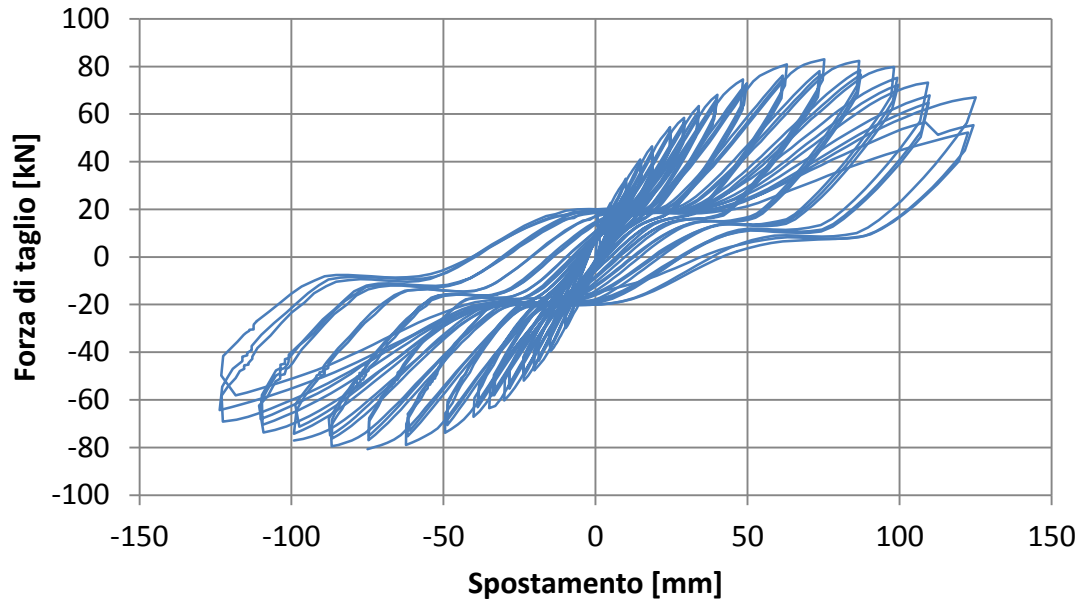


Figura 2.26 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto

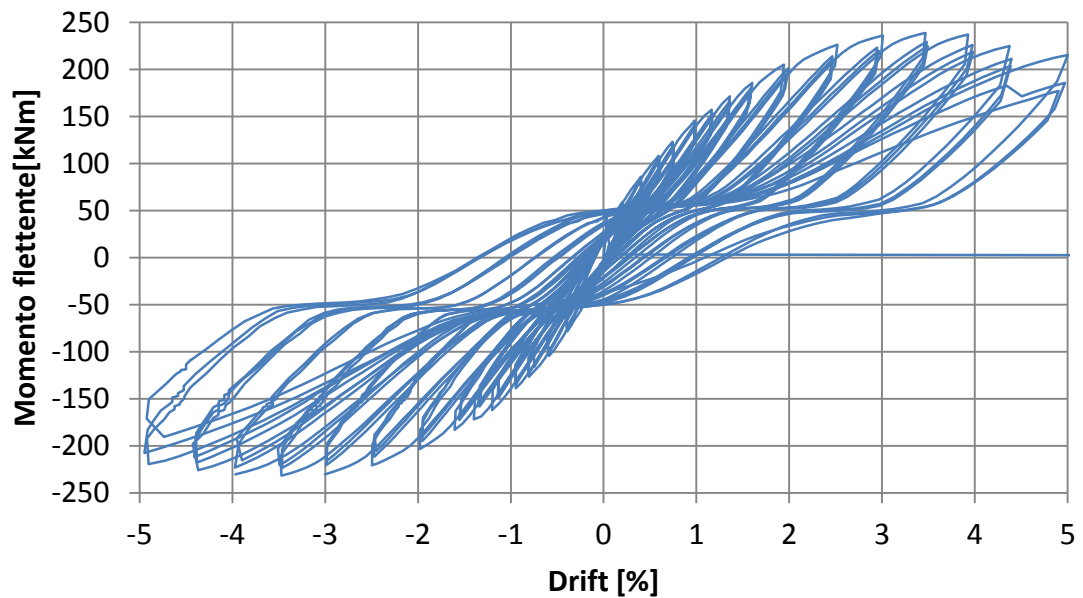


Figura 2.27 Andamento del momento flettente in funzione del drift

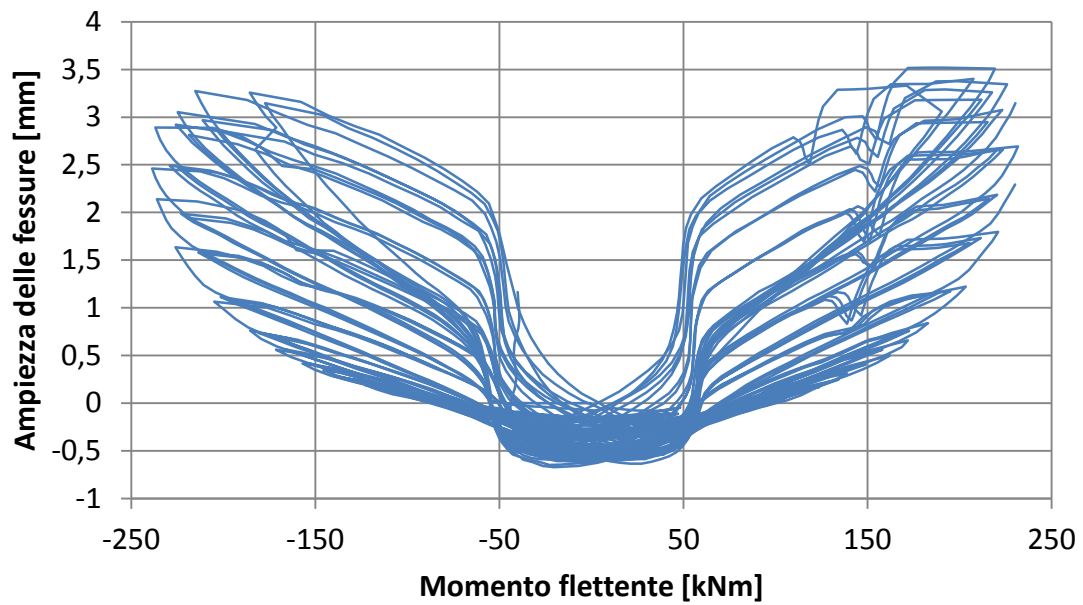


Figura 2.28 Ampiezza delle fessure in funzione del momento flettente

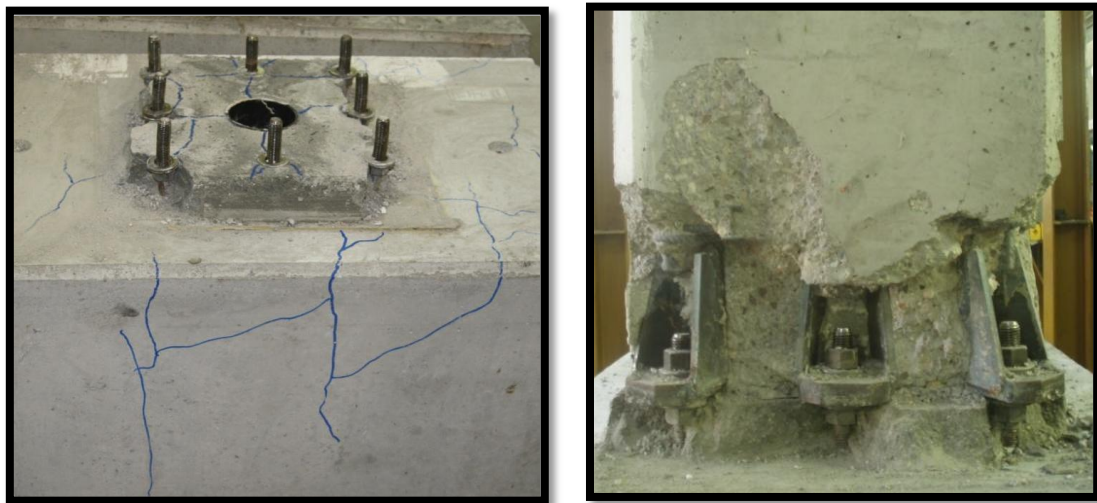


Figura 2.29 a) Fessure all'interfaccia pilastro-fondazione e all'interno della fondazione stessa; b) Collegamento al termine della prova

Le fessure in fondazione sono state provocate dal distacco delle barre saldate alle scarpe. Almeno quattro barre si sono staccate prima del 5% di drift.

### 2.2.1.3 Risultati test 3

Durante la terza prova il drift è stato fermato all'1,8% da un lato e al 2,5 % dall'altro perché è stata la prima prova effettuata e ha risentito delle inadeguatezze geometriche. In figura 2.30 i risultati ottenuti.

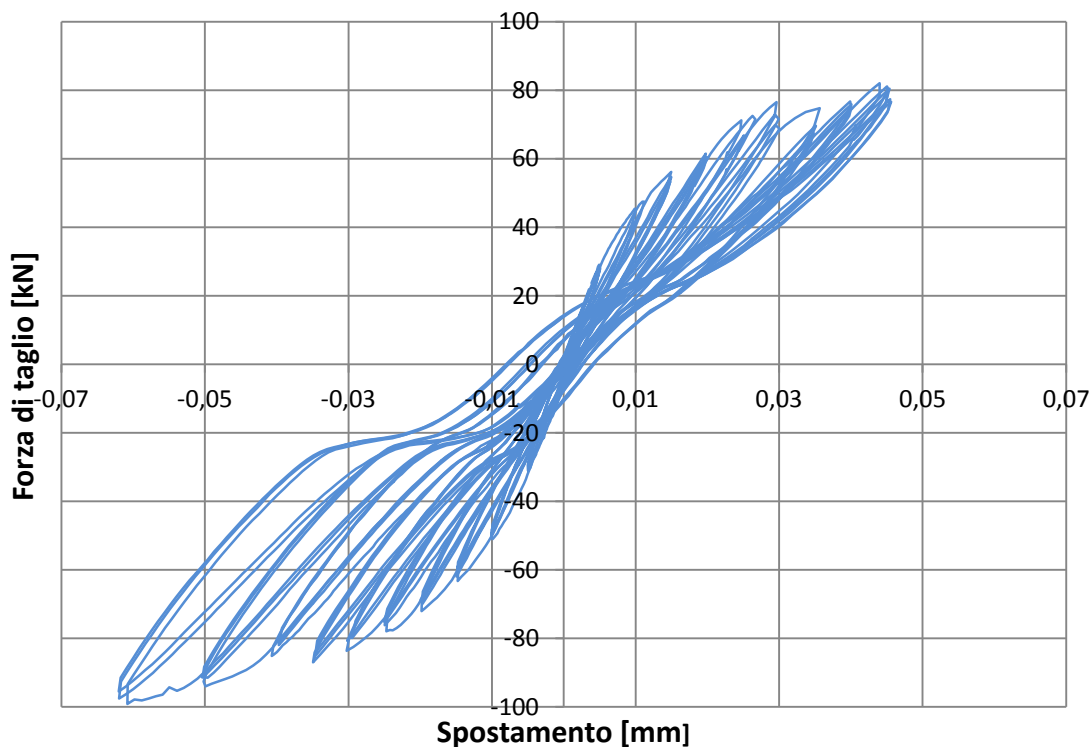
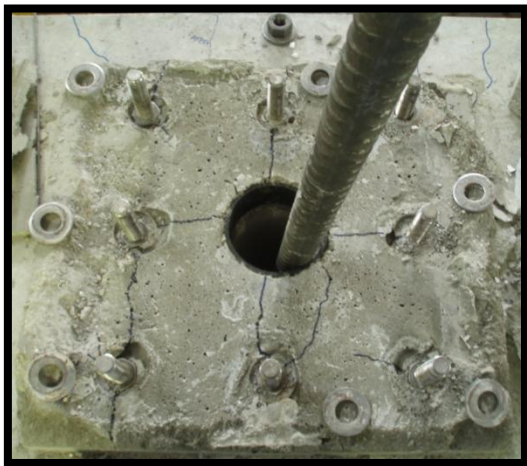


Figura 2.30 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto

Anche in questo caso la maggior parte del danno è all'interfaccia tra pilastro e fondazione, con una grande espulsione della malta non confinata e del calcestruzzo nelle scarpe. Anche in questo caso le scarpe non hanno subito alcun danno. Il comportamento di questa seconda prova è del tutto analogo a quelle mostrate precedentemente.



*Figura 2.31 Fessure alla base del pilastro e nella malta*



*Figura 2.32 Fessure all'interfaccia tra pilastro e fondazione una volta tolto il pilastro e fessura in fondazione*

#### 2.2.1.4 Risultati test 4

Per questa connessione è stata effettuata anche una prova monotona di tipo pushover. Il set up di prova è il medesimo delle prove cicliche ma senza l'applicazione del carico assiale. La prova è stata interrotta quando è stata raggiunta la rottura. In figura 2.33 è riportato il grafico in termini di forza-spostamento.

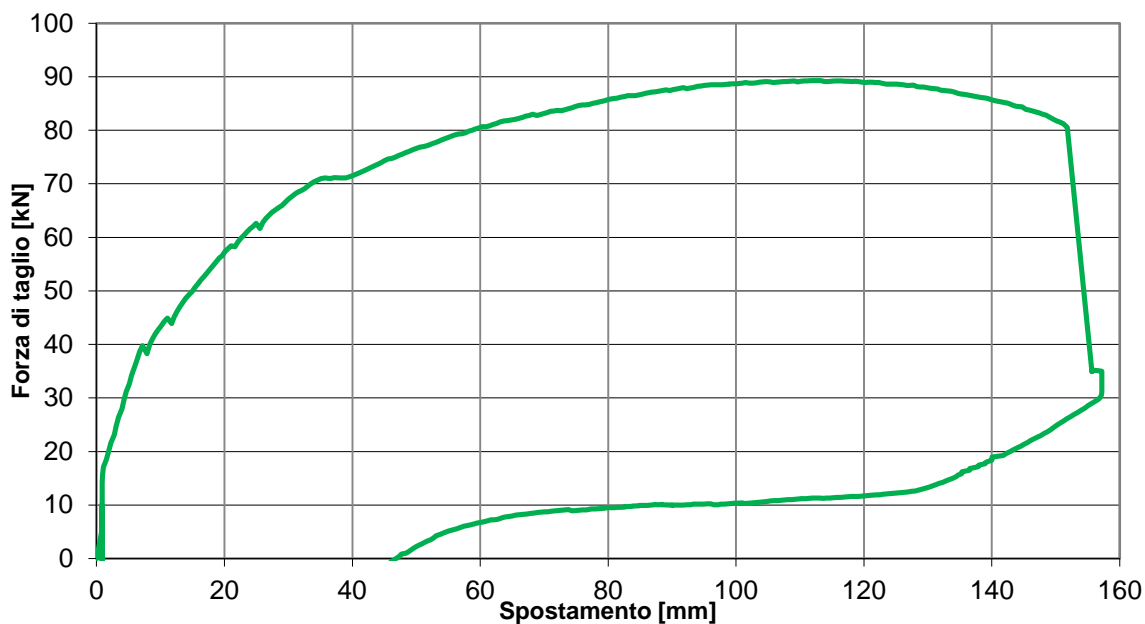


Figura 2.33 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto

Il sistema ha mostrato un buon comportamento. Nel pilastro è stato riportato il minor danno, con delle piccole fessure diagonali e anche in fondazione si sono create delle piccole fessure verticali in corrispondenza degli ancoraggi in tensione. Il danno maggiore è stato riscontrato nel getto di completamento in malta, dove si è aperta e propagata una fessura orizzontale fino a rottura. La fase di snervamento non è molto definita perché la pendenza della curva cambia moderatamente, comunque si può assumere che lo snervamento avvenga attorno al 1,4%/1,5% di drift, dove si è registrata una linea orizzontale nel grafico forza-spostamento (Figura 2.33). La rottura è stata raggiunta al 6% di drift con la rottura simultanea delle tre barre filettate di ancoraggio del pilastro soggette a trazione.

### ***2.2.2 Scarpe indebolite***

Il collegamento a scarpe indebolite nasce da una modifica del collegamento a scarpe standard, dopo aver osservato che la base del pilastro è sovradimensionata (questo è dovuto all'inserimento delle barre delle scarpe in aggiunta alle barre longitudinali del pilastro), mentre la fondazione è progettata per non partecipare al comportamento isteretico. Per questo motivo tutte le deformazioni plastiche, la duttilità e la dissipazione di energia sono concentrate nella sezione di interfaccia tra pilastro e fondazione con il cedimento delle barre filettate. Questo meccanismo può causare problemi dovuti alla concentrazione di tutti i fenomeni anelastici in una sezione. Il tentativo di miglioramento di questa connessione consiste nel cercare di distribuire la plasticità lungo l'altezza del pilastro, andando a creare una cerniera plastica ben delineata lungo l'altezza del pilastro, per ottenere una migliore duttilità e dissipazione dell'energia senza perdere l'interessante opportunità della regolazione meccanica di verticalità del pilastro prefabbricato.

Il primo tentativo è stato di rimuovere il sovra-rafforzamento del pilastro e creare l'anello debole della catena nella base del pilastro. A questo scopo si è deciso di usare il rinforzo di ancoraggio della scarpa come unico rinforzo per l'altezza di cerniera plastica. Il rinforzo longitudinale del pilastro è stato accorciato e si sovrappone con il rinforzo delle scarpe solo per una minima lunghezza. Inoltre l'acciaio di tipo A è stato sostituito con uno di tipo sismico C, e il rinforzo è stato indebolito per raggiungere il medesimo rapporto di armatura della parte superiore del pilastro (1%). Le barre filettate che fuoriescono dalla fondazione sono state sovradimensionate per non essere l'anello debole della catena resistente. In questo modo la connessione è debole perché ci si aspetta il danneggiamento lungo l'altezza della connessione, lasciando in campo elastico la fondazione e la parte superiore del pilastro.

In figura 2.34 è mostrato lo sviluppo delle fessure durante il test e nei grafici 2.35 e 2.36 i risultati in termini di momento-drift e momento-ampiezza delle fessure.





*0,2% DRIFT*

*0,8% DRIFT*

*1% DRIFT*

*1,4% DRIFT*



*1,6% DRIFT*

*2,0% DRIFT*

*2,5%DRIFT*

*Figura 2.34 Sviluppo delle fessure fino al 2,5% di drift durante la prova*

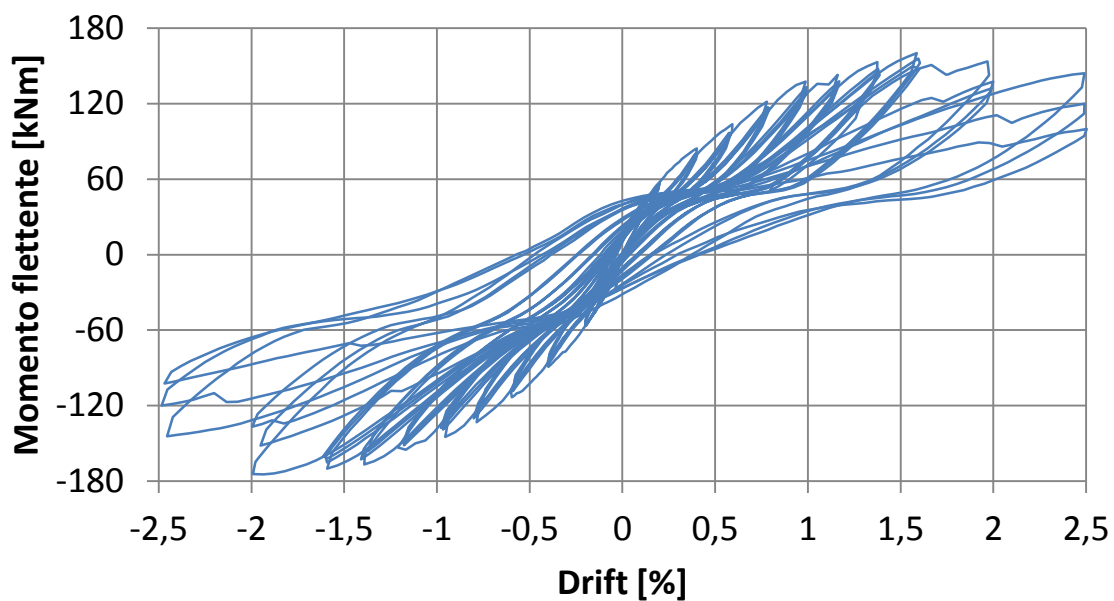


Figura 2.35 Andamento del momento flettente in funzione del drift

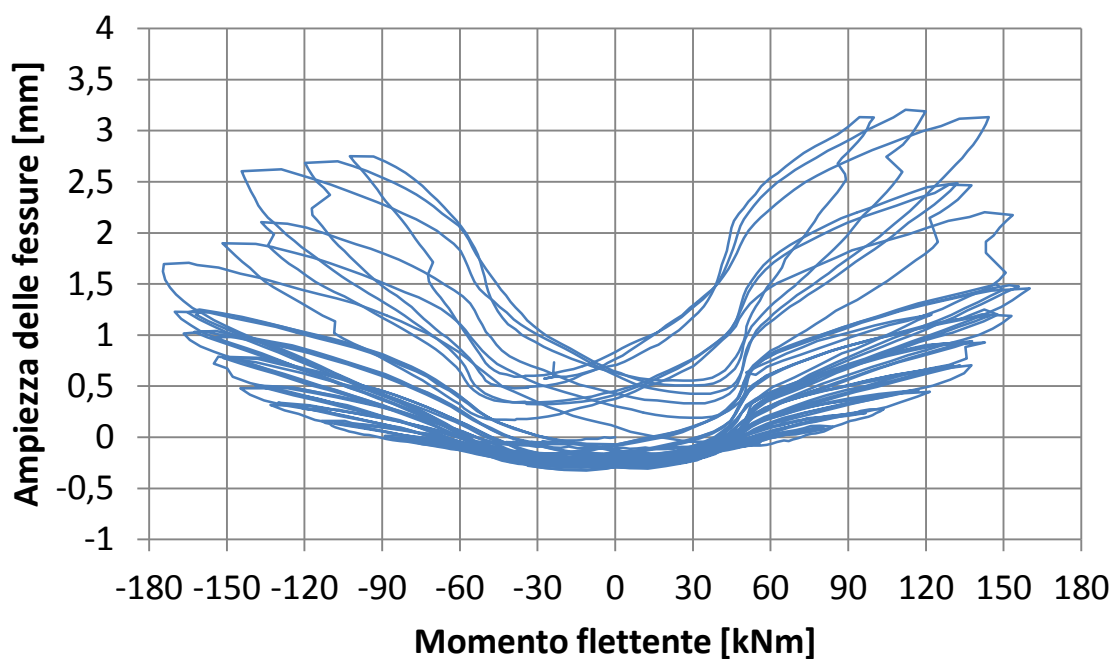
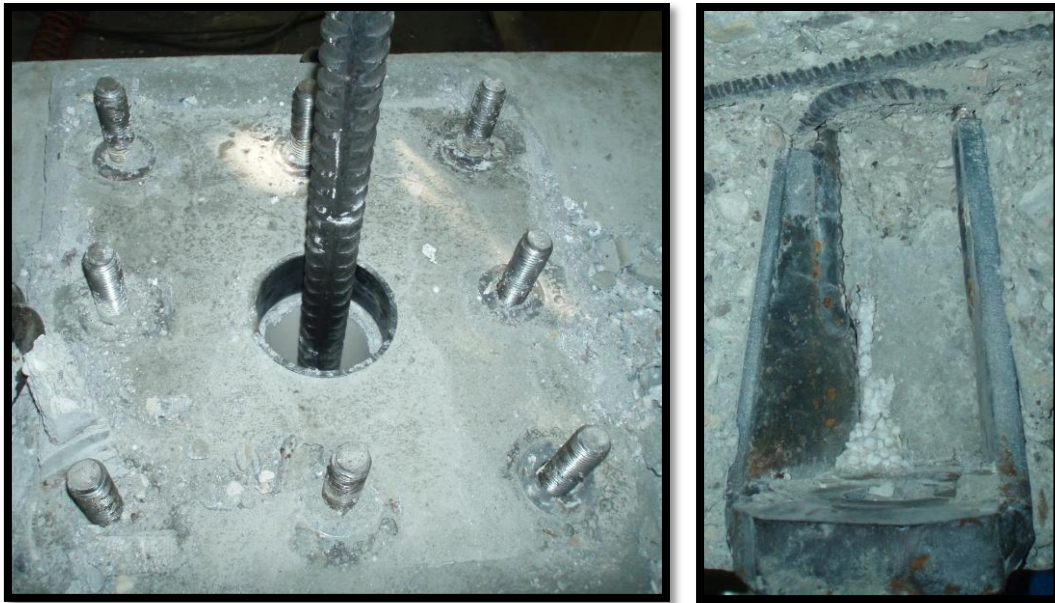


Figura 2.36 Ampiezza delle fessure in funzione del momento flettente

L'andamento delle fessure mostra una buona distribuzione della plasticità lungo la base del pilastro fino a una lunghezza di circa un metro. Le fessure nel pilastro dovute al momento flettente, sono essenzialmente orizzontali e cominciano e si sviluppano in

trazione. Alcune fessure confuse si sono sviluppate in compressione a causa del non confinamento del calcestruzzo e della malta.



*Figura 2.37 a) Base della fondazione all'interfaccia con il pilastro dopo averla rimossa; b) Scarpa centrale con la barra rotta*

Al 2% di drift è avvenuto un distacco del calcestruzzo sopra le scarpe che ha causato la caduta di grandi pezzi di calcestruzzo. Alla fine del test la maggior parte delle scarpe sui lati est e ovest avevano le barre saldate rotte.

La precoce rottura della connessione è stata causata da tre fenomeni fragili:

- Saldatura in area critica: si indebolisce l'armatura nella parte posteriore della saldatura, provocando rottura fragile
- Scarpe appuntite negli angoli: l'angolo appuntito delle lastre verticali delle scarpe ha causato un grande sfaldamento del soprastante calcestruzzo durante il carico ciclico
- Base non confinata: la presenza delle scarpe non consente di mettere armatura trasversale alla base del pilastro

La fondazione non ha riportato alcuna fessura anche guardando l'interfaccia tra pilastro e malta (figura 2.37°), e questo suggerisce che sia rimasta in campo elastico. Le barre filettate gettate nella fondazione non partecipano al comportamento isteretico ma, al

termine del test, i dadi si potevano facilmente svitare: questo significa che hanno perso la loro post-tensione manuale, provocando un effetto di pinching per drift importanti.

### ***2.2.3 Scarpe invertite***

Come secondo tentativo le scarpe HCC sono state ribaltate nella fondazione, lasciando il pilastro con tutti i rinforzi longitudinali delle scarpe standard che corrono fino alla base (figura 2.38). La sola discontinuità è sul fondo del pilastro, dove sono state collocate delle boccole per inserire delle barre filettate molto corte che saranno infilate nelle scarpe inglobate nella fondazione. La regolazione meccanica manuale è comunque garantita da un sistema di doppi dadi. La connessione diventa così forte, infatti dovrebbe lasciare in campo elastico la fondazione e la connessione e il danno dovrebbe avvenire lungo l'altezza del pilastro.



*Figura 2.38 Particolare della fondazione con le scarpe invertite*

In figura 2.39 si riporta l'andamento delle fessure durante la prova e nei grafici 2.40 e 2.41 i risultati in termini di forza-spostamento e momento-drift.



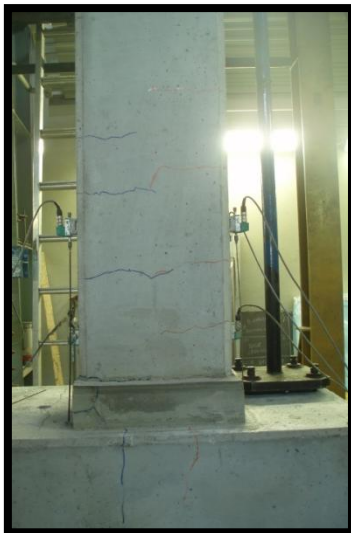
0,2% DRIFT



0,8 % DRIFT



1% DRIFT



2% DRIFT



3% DRIFT



3,5% DRIFT



3,5 % DRIFT

4% DRIFT

4,5% DRIFT

Figura 2.39 Sviluppo delle fessure fino al 4,5% di drift durante la prova

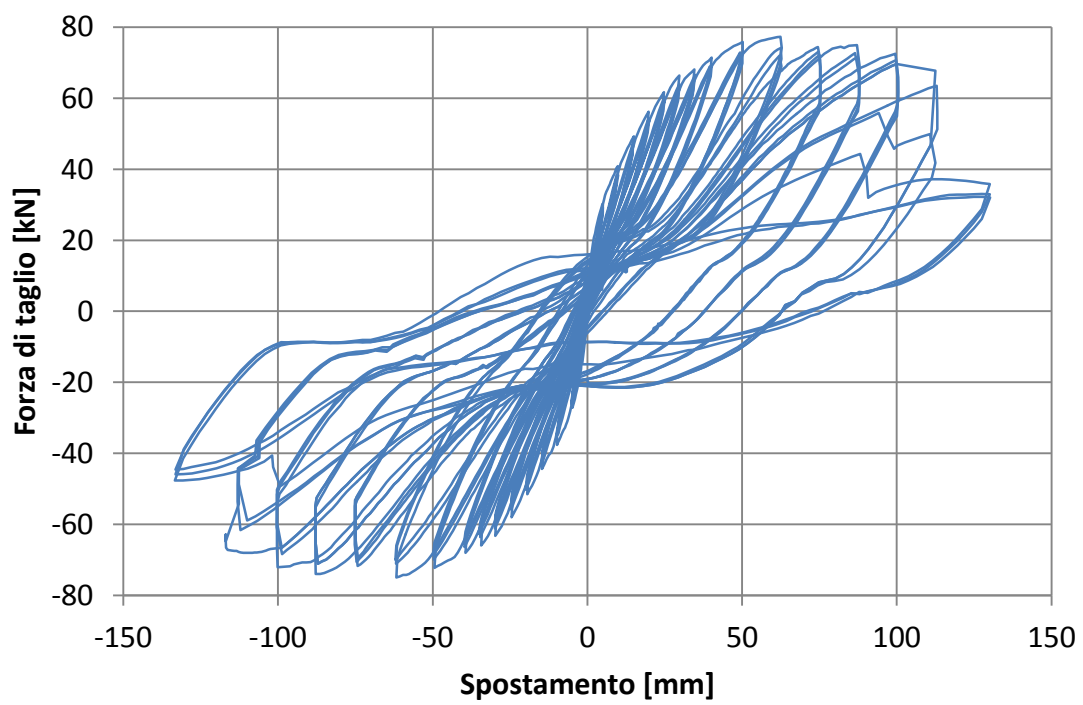
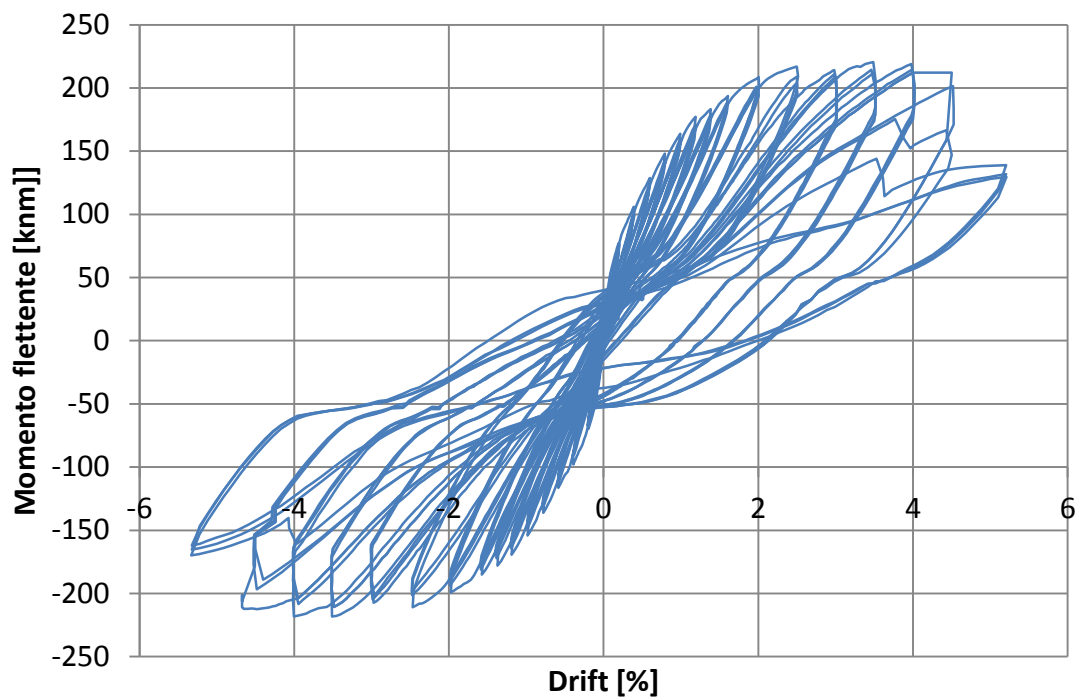


Figura 2.40 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto



*Figura 2.41 Andamento del momento flettente in funzione del drift*

Lo schema delle fessure mostra una buona distribuzione della plasticità lungo la base del pilastro per un'altezza di circa un metro. Le fessure nel pilastro, dovute al momento flettente, sono sostanzialmente orizzontali e nascono e si sviluppano in trazione. La fondazione ha riportato qualche piccola fessura causata sempre dal momento flettente ma non ha partecipato in maniera significativa al comportamento isteretico. Le barre filettate corte M20 hanno invece partecipato al comportamento isteretico e contribuito alla rottura del collegamento insieme ad alcune boccole, non opportunamente dimensionate. Al termine del test due barre nell'angolo sul lato ovest e una sul lato est erano rotte (figura 2.42).



*Figura 2.42 Particolare di una barra rotta al 4,5% di drift*

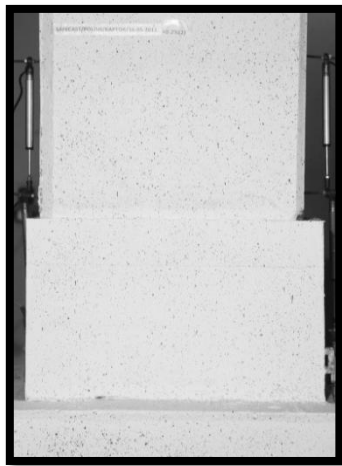
## **2.2.4 Accoppiatori**

Nei seguenti paragrafi si riportano i risultati ottenuti per la connessione con accoppiatori (già descritta nel paragrafo 1.3.2.2).

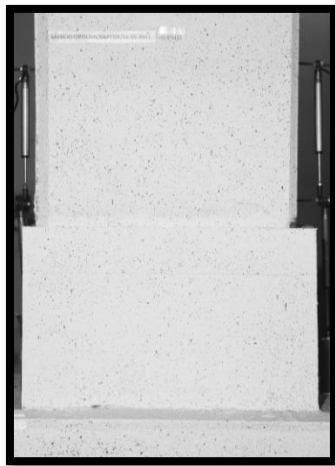
### *2.2.4.1 Risultati test 1*

In figura 2.43 si riporta lo sviluppo delle fessure durante il test. Il pilastro è stato pitturato di bianco e le immagini sono in bianco e nero poiché sono state utilizzate per il DIC.





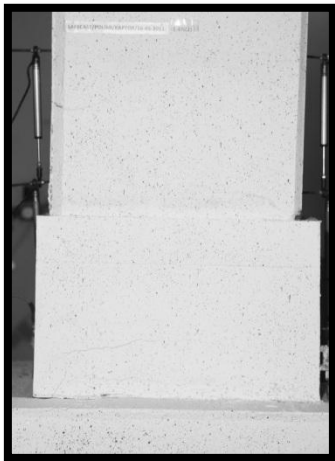
0,6% DRIFT



0,8% DRIFT



1% DRIFT



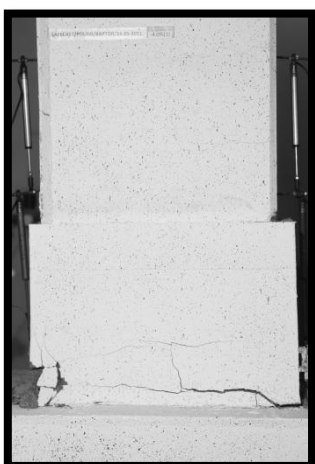
1,4% DRIFT



2% DRIFT



3% DRIFT



4% DRIFT



5% DRIFT



6% DRIFT

*Figura 2.43 Sviluppo delle fessure fino al 6% di drift durante la prova*

Si può osservare che il comportamento ciclico è stabile e duttile fino a rottura, dato che la fase di snervamento è chiara e ben sviluppata. La forza di taglio diminuisce per grandi drift dovuto agli effetti del second' ordine, dato che il momento flettente alla base del pilastro aumenta fino a rottura. La distribuzione delle fessure mostra una distribuzione omogenea nella base del pilastro, fino a un'altezza di circa un metro, come si vede in figura 2.44.



*Figura 2.44 Distribuzione delle fessure al termine della prova*

Le fessure nel pilastro sono essenzialmente orizzontali e si creano e si sviluppano durante la fase di trazione dovuta al momento flettente. La fondazione invece non ha mostrato fratture visibili .

Il danno è avvenuto nel pilastro, sia nella zona tra le due piastre sia nell'altezza del pilastro elastica, mentre le deformazioni plastiche e residue si sono sviluppate oltre il collegamento meccanico. Nelle figure da 2.45 a 2.47 si mostrano i risultati ottenuti.

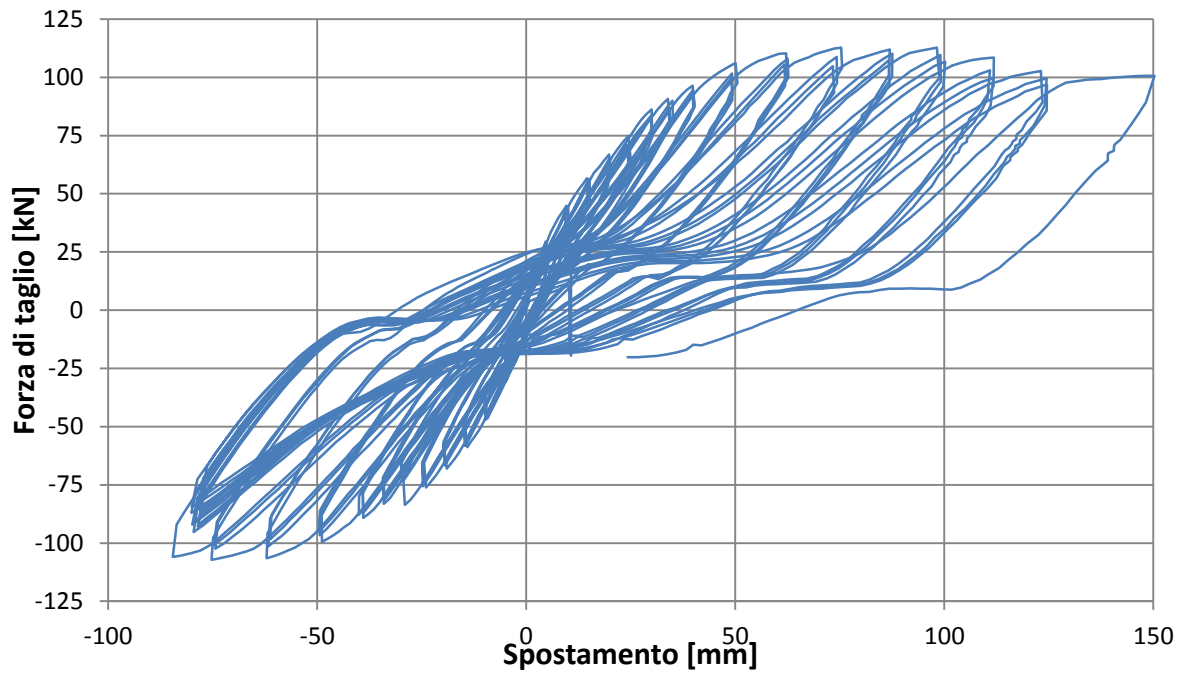


Figura 2.45 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto

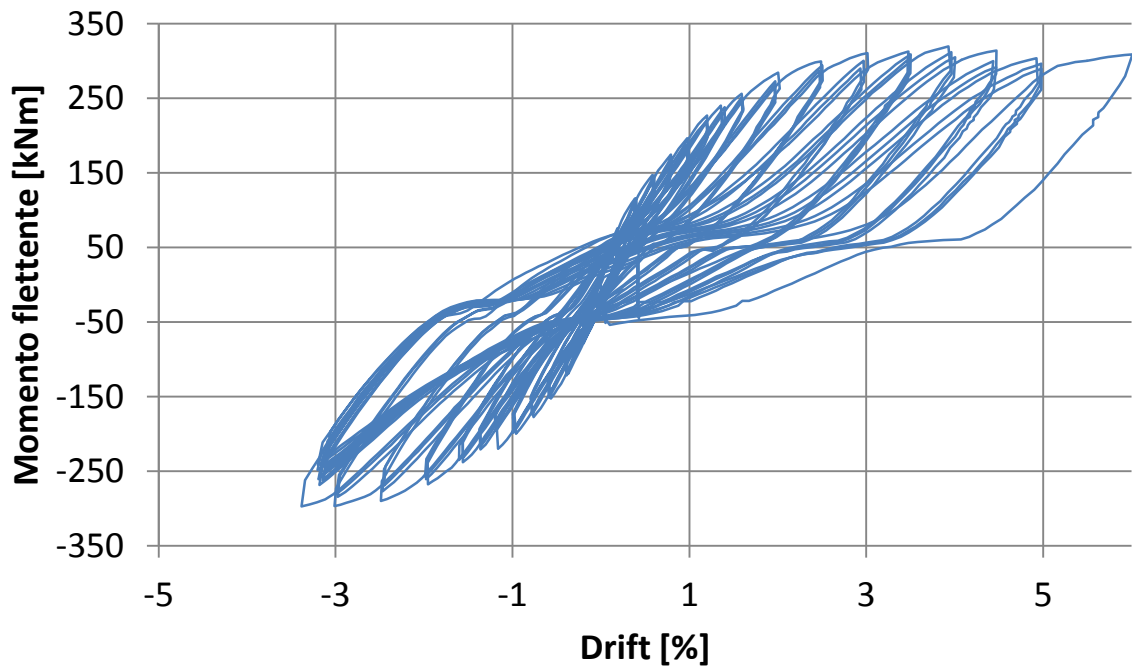


Figura 2.46 Andamento del momento flettente in funzione del drift

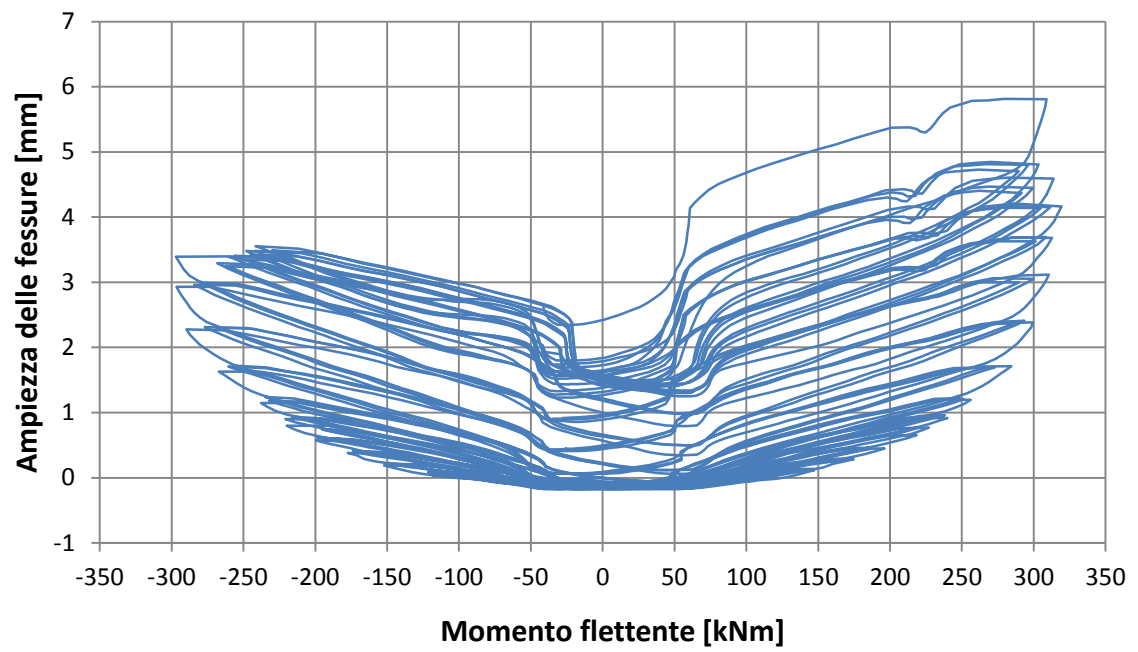


Figura 2.47 Ampiezza delle fessure in funzione del momento flettente



Figura 2.48 Connessione al termine della prova

### 2.2.4.2 Risultati test 2

In figura 2.49 si riporta l'andamento dello sviluppo delle fessure durante la prova.



Figura 2.49 Sviluppo delle fessure fino all'1,4% di drift durante la prova

Il comportamento ciclico è stabile fino alle prime fessure che si verificano al 1,6% di drift a causa di un errore di esecuzione della prova. Nelle figure 2.50 e 2.51 si riportano i risultati in termini di forza-spostamento e momento-drift.

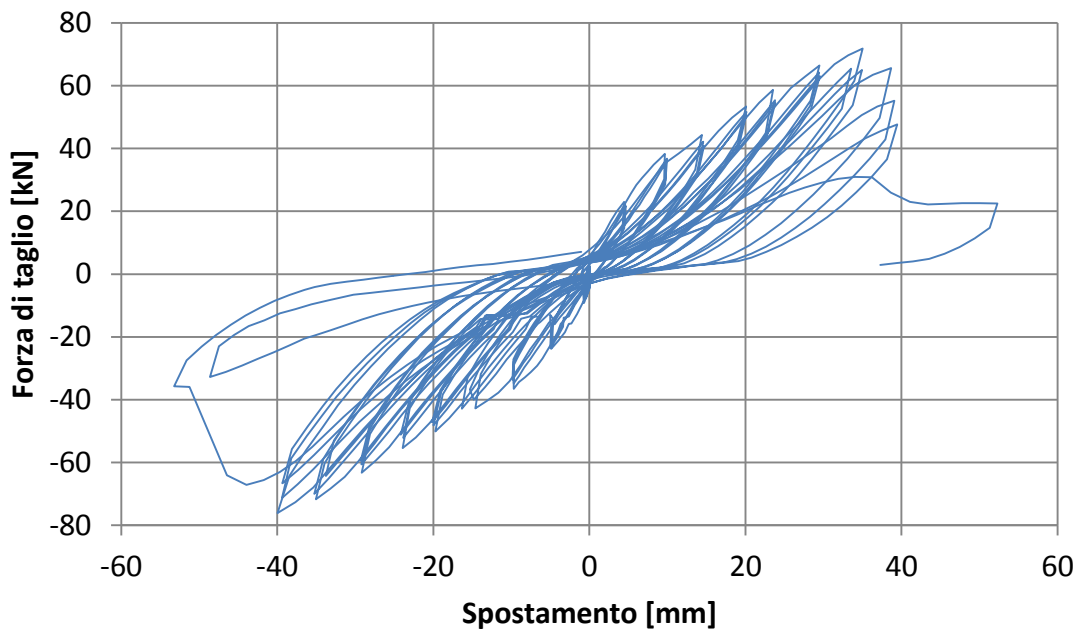


Figura 2.50 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto

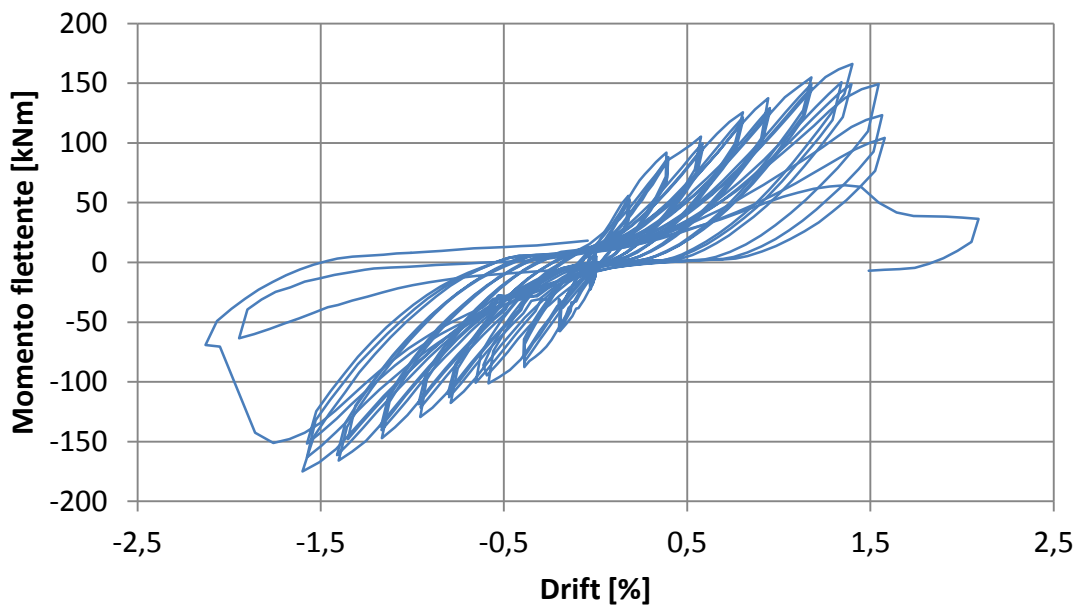


Figura 2.51 Andamento del momento flettente in funzione del drift

Per capire a che cosa fosse dovuto l'errato comportamento del collegamento è stato demolito un lato del pilastro, e si è visto che la saldatura delle barre era stata fatta solo su lato e non sui due lati prescritti, e in maniera non corretta.

## ***2.3 COLLEGAMENTI A UMIDO***

### ***2.3.1 Barre sporgenti post-inserite***

Le connessioni testate con barre sporgenti sono state eseguite con una particolarità rispetto a quelle normalmente realizzate. Per problemi di trasporto, la parte di ferri longitudinali che dovrebbe fuoriuscire dal pilastro è stata tolta e sono state inserite delle boccole in cui poter avvitare l'ultima parte di barra una volta in cantiere. Questo crea una discontinuità all'interno della connessione e quindi un punto di debolezza, ma i vantaggi che si ottengono in qualità di trasporto rendono questa modifica molto pratica.

#### ***2.3.1.1 Risultati test 1***

In figura 2.52 si mostra lo sviluppo delle fessure durante la prova.

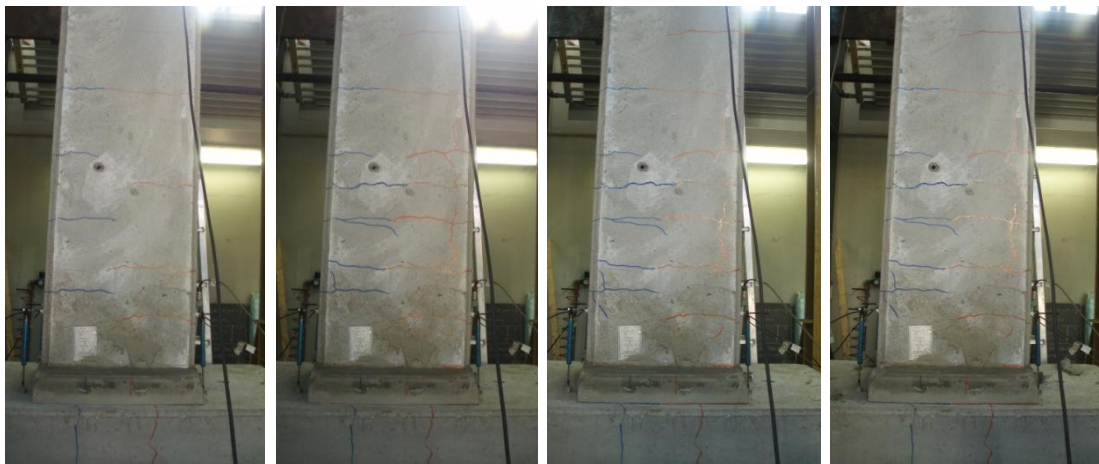


*0,2% DRIFT*

*0,6% DRIFT*

*0,8% DRIFT*

*1% DRIFT*



*1,4% DRIFT*

*2% DRIFT*

*3% DRIFT*

*3,5% DRIFT*



*4% DRIFT*

*4,5% DRIFT*

*5% DRIFT*

*Figura 2.52 Sviluppo delle fessure fino al 5% di drift durante la prova*

Si può osservare che il comportamento ciclico è stabile e duttile fino a rottura, dato che la fase di snervamento è chiara e ben sviluppata. La forza di taglio diminuisce per grandi drift a causa degli effetti del second' ordine, dato che il momento flettente alla base del pilastro aumenta fino a rottura. La rottura corrisponde al progressivo cedimento delle barre annegate nella fondazione in corrispondenza della discontinuità dovuta all'inserimento delle boccole (che incomincia al 4,5% di drift).

Nelle figure da 2.53 a 2.56 si riportano i risultati ottenuti



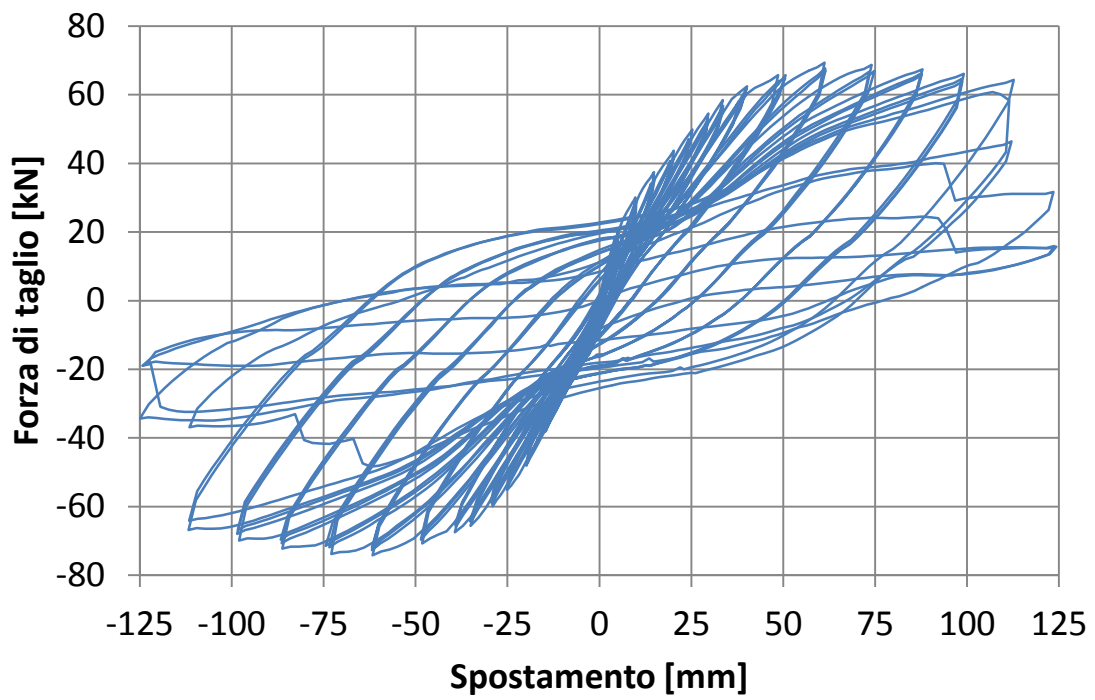


Figura 2.53 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto

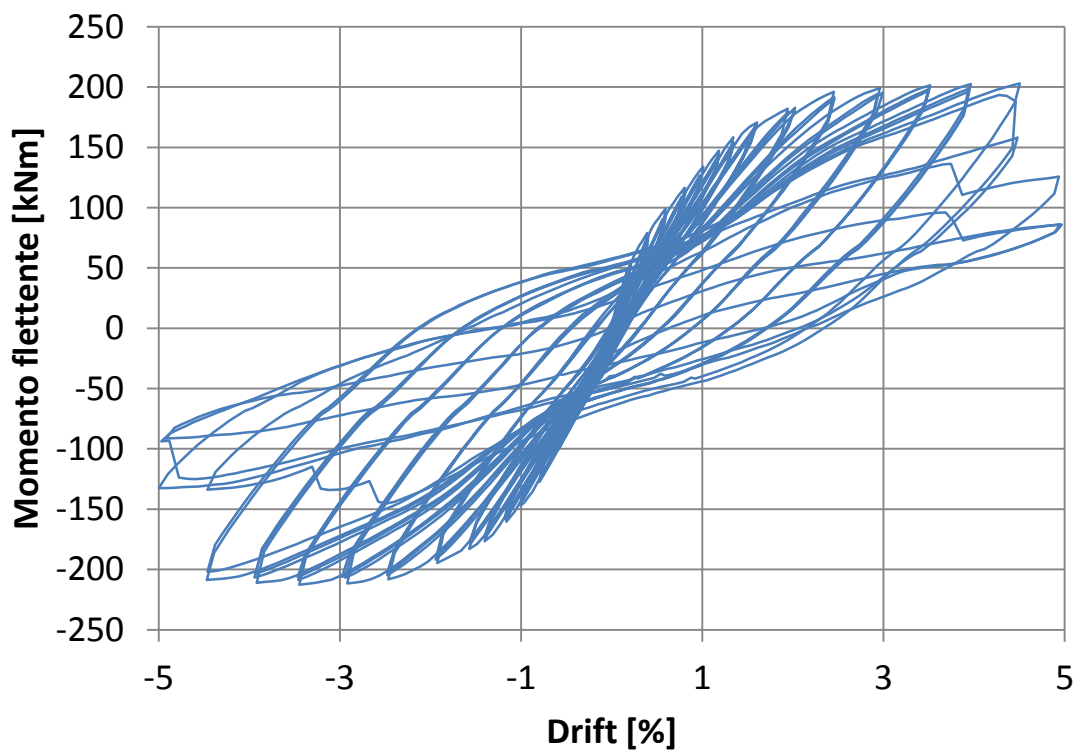


Figura 2.54 Andamento del momento flettente in funzione del drift

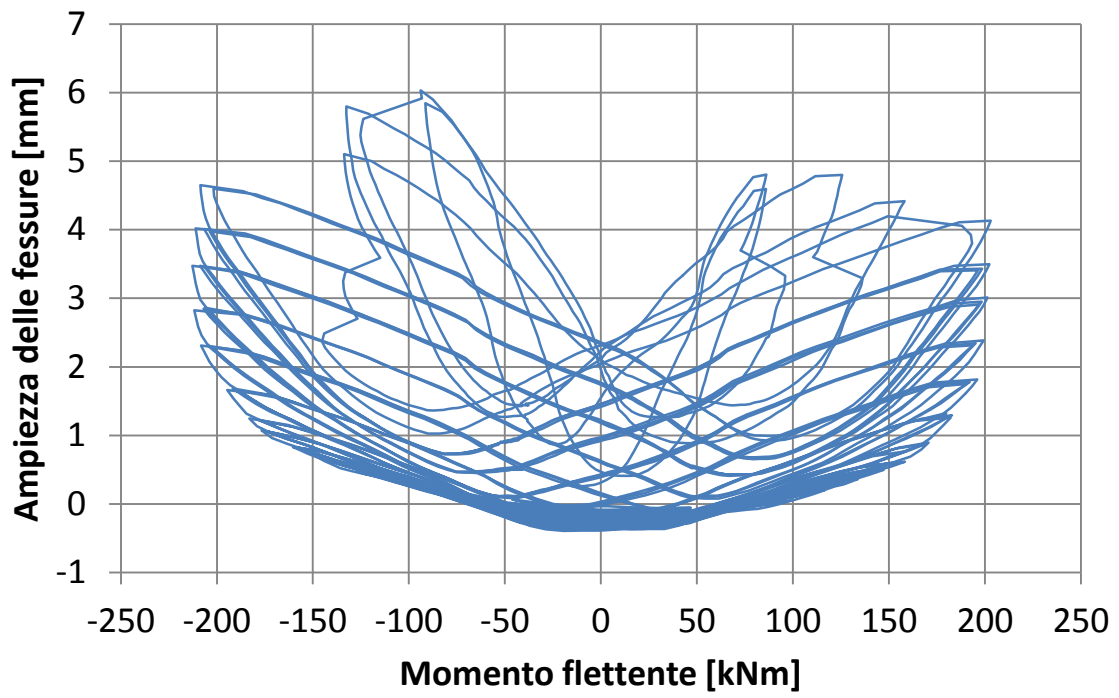


Figura 2.55 Ampiezza delle fessure in funzione del momento flettente

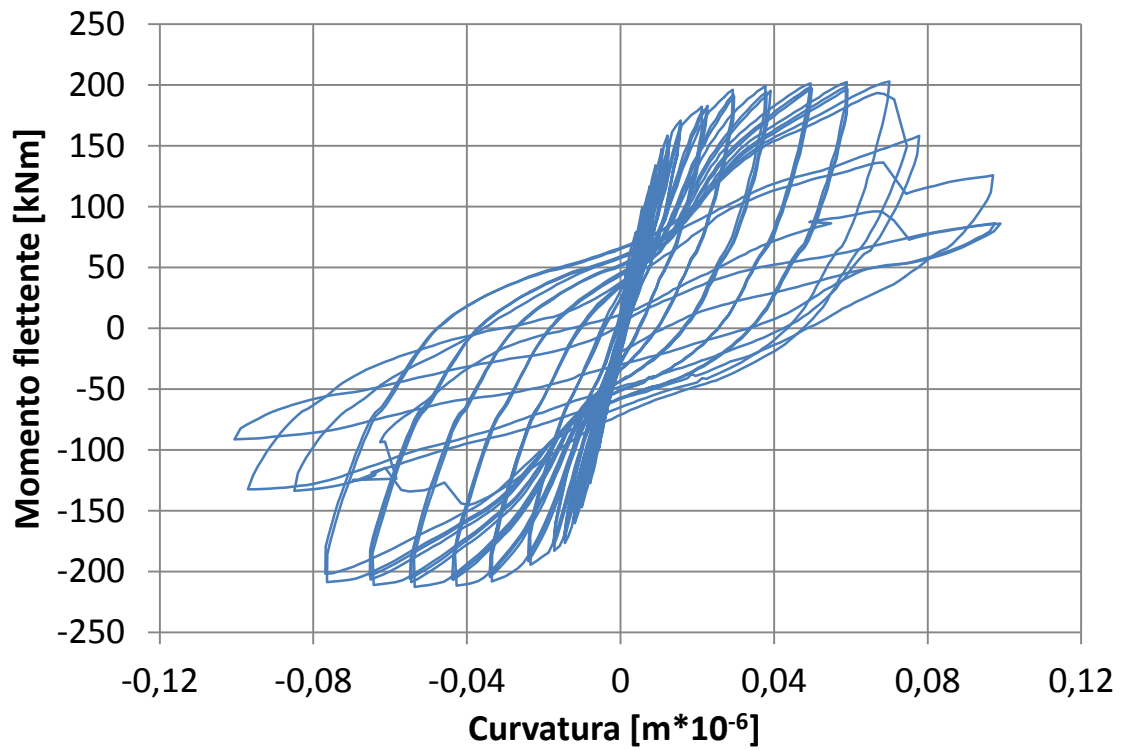


Figura 2.56 Andamento del momento flettente in funzione della curvatura

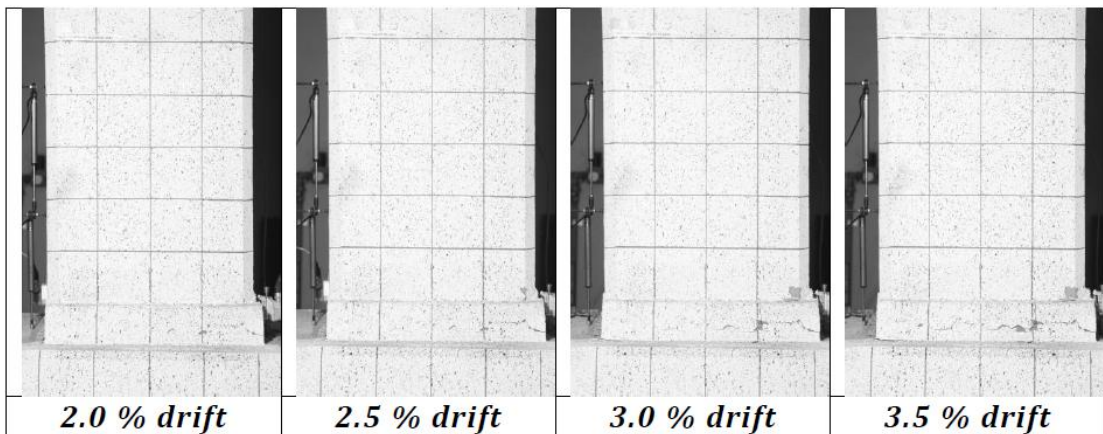
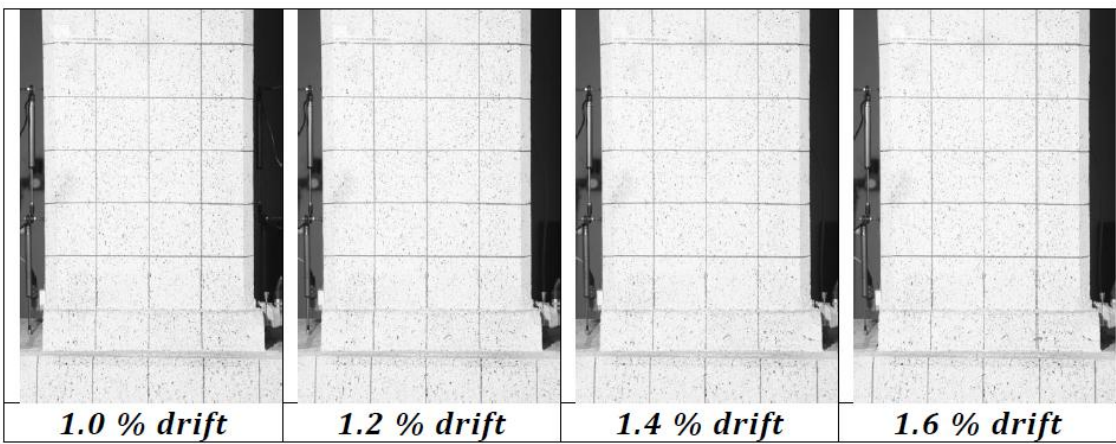
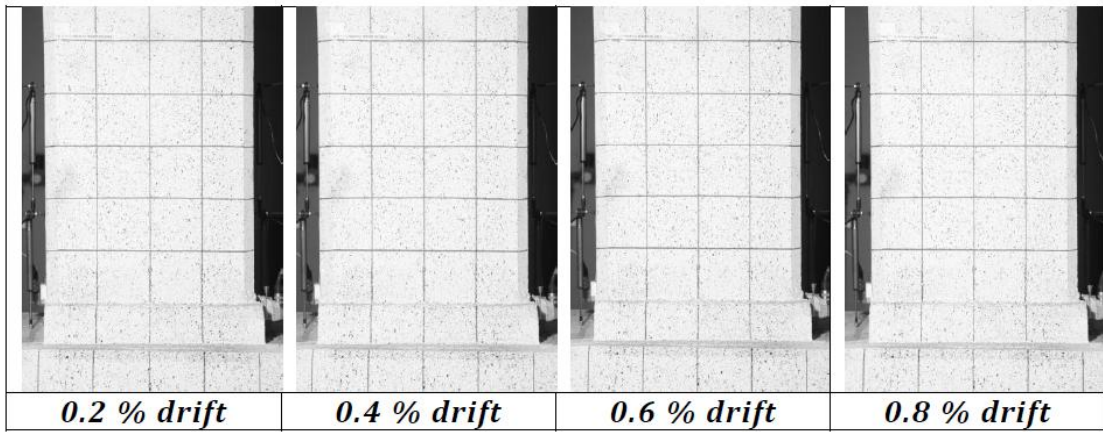
Lo schema delle fessure mostra una distribuzione molto buona della plasticizzazione lungo la base del pilastro fino ad un'altezza di circa un metro. Le fessure nel pilastro, dovute al momento flettente, sono sostanzialmente orizzontali e nascono e si sviluppano in trazione. La fondazione ha riportato qualche piccola fessura causata sempre dal momento flettente, ma non ha partecipato in maniera significativa al comportamento isteretico. Le barre all'interno del pilastro e all'interno della fondazione non hanno mostrato nessun segno di estrazione. L'utilizzo delle boccole per avvitare le barre uscenti dal pilastro ha introdotto una discontinuità nella connessione e infatti la rottura si è verificata proprio in quella sezione (figura 2.57); questo non ha però influito sul comportamento duttile della connessione e la cerniera plastica si è sviluppata molto prima che la sezione si rompesse. Alla fine del test tutte le sei barre sui lati est e ovest erano rotte, e sugli altri lati erano molto deformate.



*Figura 2.57 Rottura duttile delle barre in corrispondenza della barra filettata*

### *2.3.1.2 Risultati test 2*

Anche in questo caso le immagini riportate in figura 2.58 sono state utilizzate per il programma VIC-2D e quindi sono in bianco e nero.



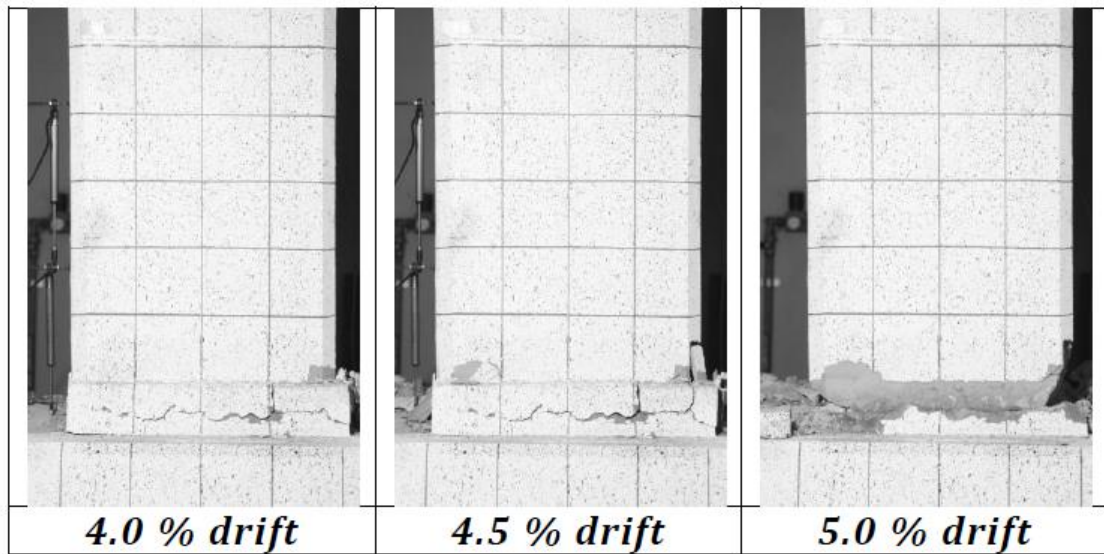


Figura 2.58 Sviluppo delle fessure fino al 5% durante la prova

Nelle immagini dalla 2.59 alla 2.61 si riportano i grafici dei risultati ottenuti.

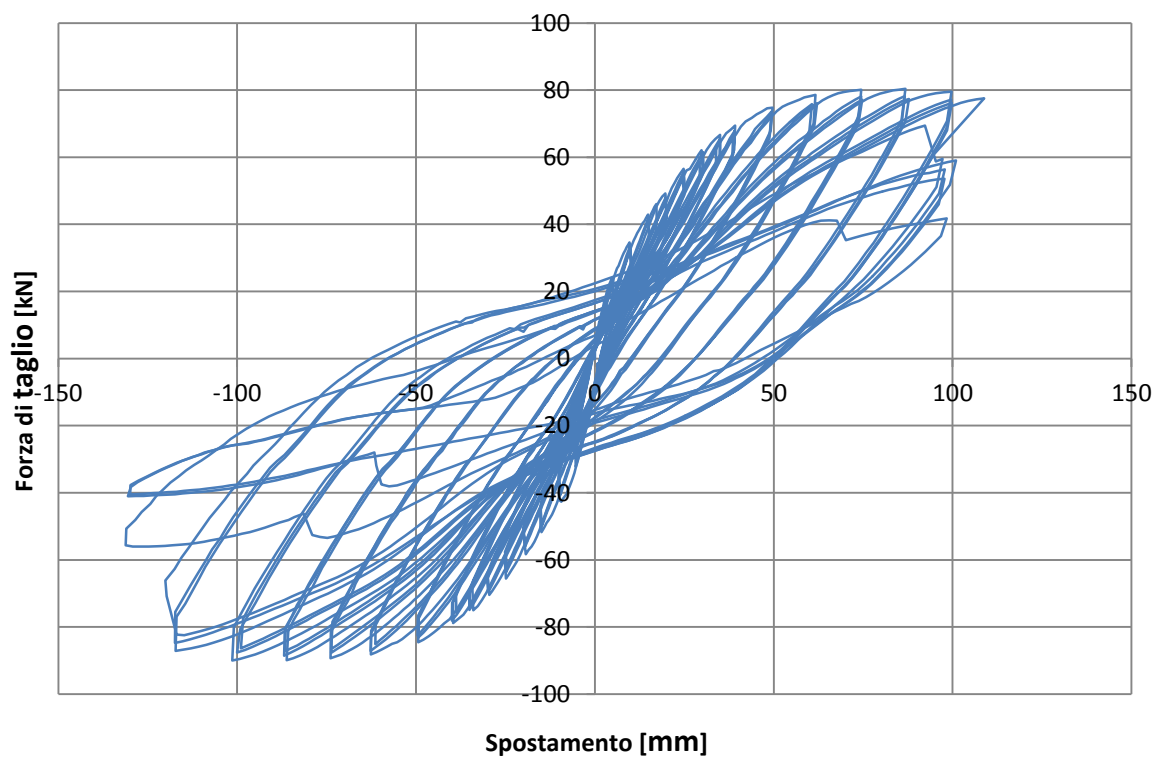


Figura 2.59 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto

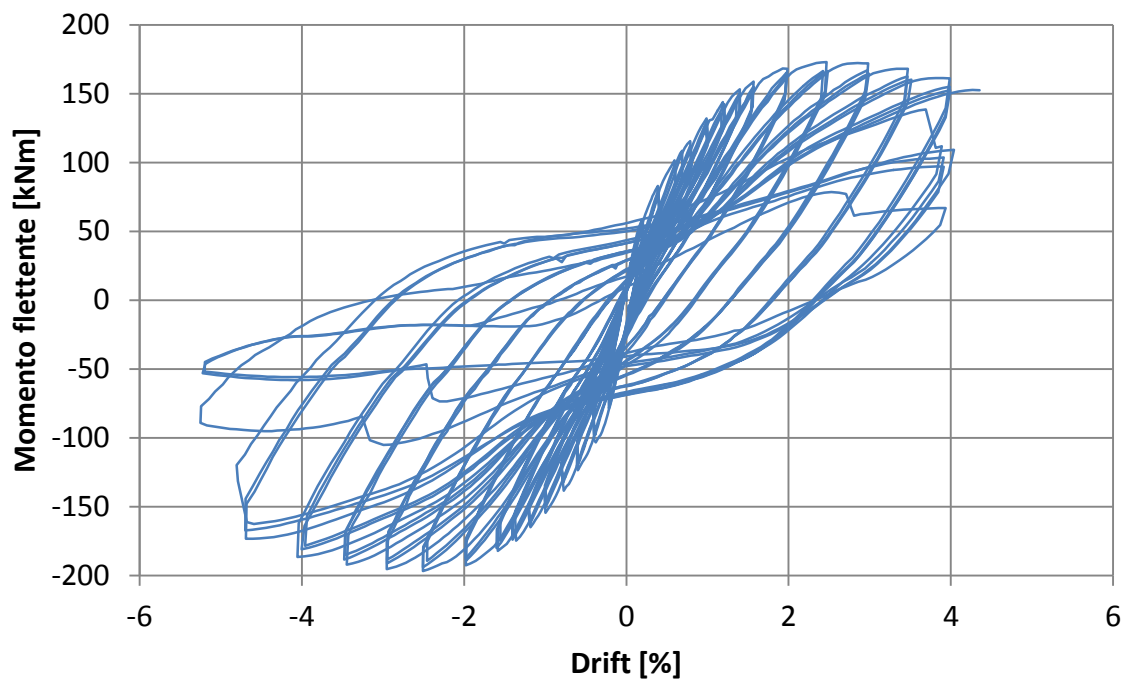


Figura 2.60 Andamento del momento flettente in funzione del drift

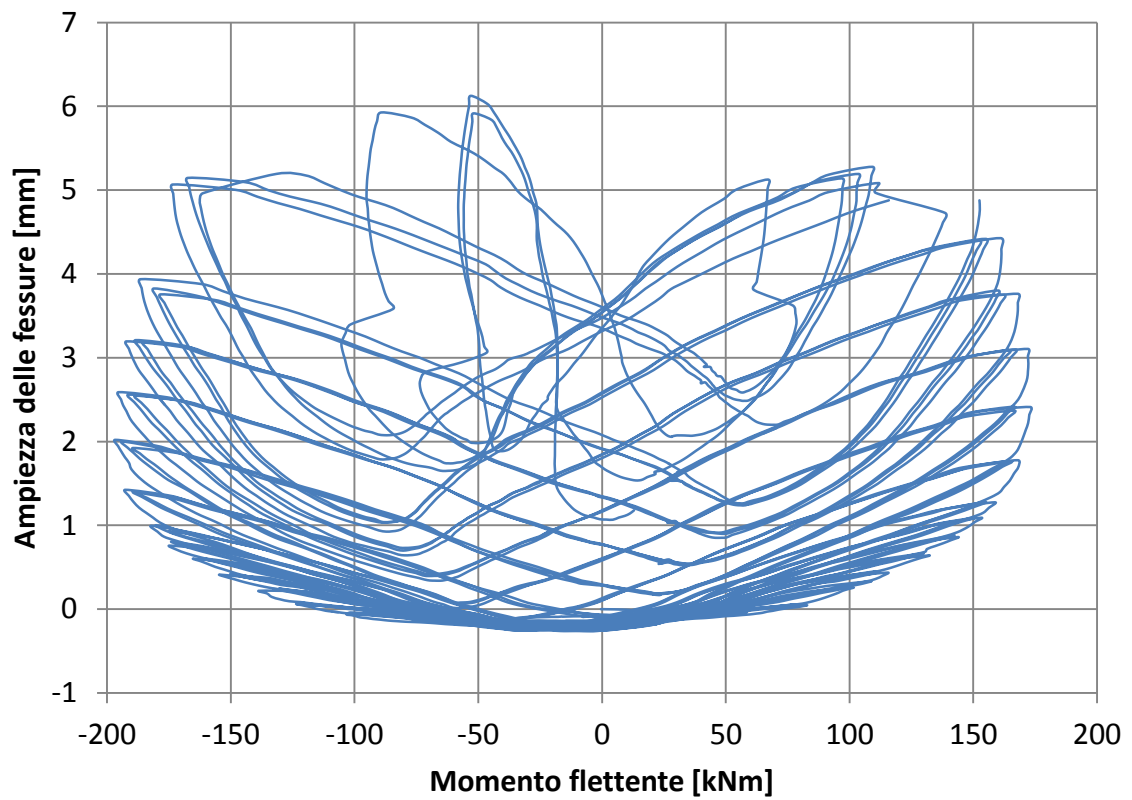


Figura 2.61 Ampiezza delle fessure in funzione del momento flettente

Il comportamento della connessione durante il secondo test è analogo a quello della prova precedente.

## ***2.4 CONFRONTO DEI RISULTATI***

I risultati dei test hanno mostrato che tutte le connessioni hanno un comportamento duttile, fatta eccezione per le scarpe indebolite che hanno mostrato un comportamento non duttile e non dissipativo, a causa di un errore esecutivo.

Per quanto riguarda la connessione con scarpe standard, si è potuto osservare che le fessure si chiudono molto rapidamente, passando da un semi-ciclo positivo ad uno negativo. Il grafico relativo all'ampiezza delle fessure è molto basso nella zona centrale, dove il momento è minimo; questo comportamento è dovuto all'effetto di snap-through. Anche nelle connessioni col Accoppiatori si nota un forte effetto snap-through, dovuto alla loro tecnologia, specialmente per grandi drift. Nelle scarpe invertite invece questo effetto è più debole. Questo effetto influisce sulla stabilità del sistema e indebolisce altamente la sua capacità di dissipare energia. Tuttavia è mantenuta la capacità di spostamento.

È difficile riuscire a ricavare la rigidità iniziale poiché il set-up di prova non è svincolato dai piccoli movimenti delle connessioni bullonate alla base della fondazione (per grandi drift questo effetto non influisce).

## **DISSIPAZIONE ENERGETICA**

Nelle figura seguenti si riporta l'energia dissipata per ogni semi-ciclo. Nella parte superiore dell'immagine è riportata l'energia dissipata per ogni ciclo con il contributo di ogni semi-ciclo positivo e negativo, mentre la parte inferiore mostra la perdita di energia durante i cicli col medesimo drift (in gruppi di 3).

Il collegamento con scarpe bullonate mostra una buona simmetria e un trend costante in termini di perdita di dissipazione: il massimo valore di energia dissipata è circa 5,5 kNm, raggiunto al 4,5% di drift prima della rottura e poi decresce.

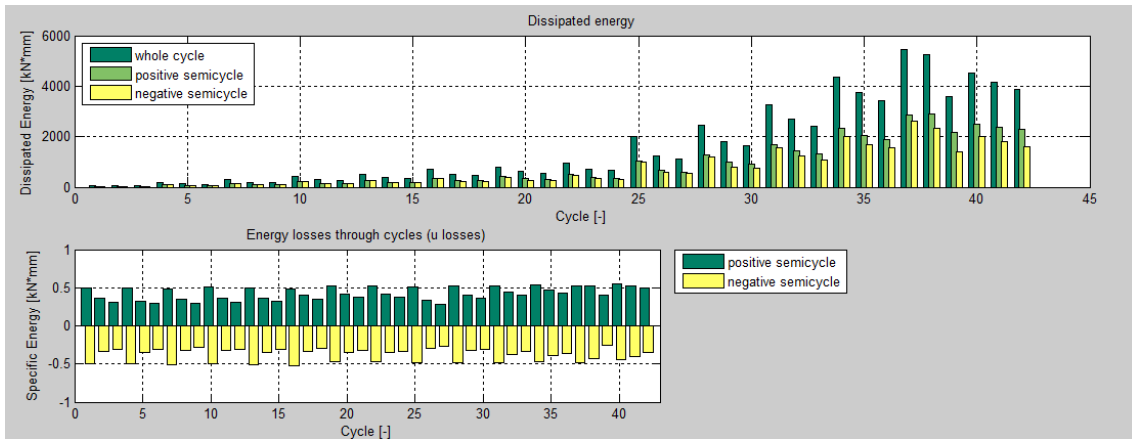


Figura 2.62 Energia dissipata dalla connessione con scarpe bullonate

Anche le scarpe indebolite mostrano una buona simmetria e il valore massimo raggiunto è di 2,5 kNm, raggiunto al 2,5% di drift prima della rottura.

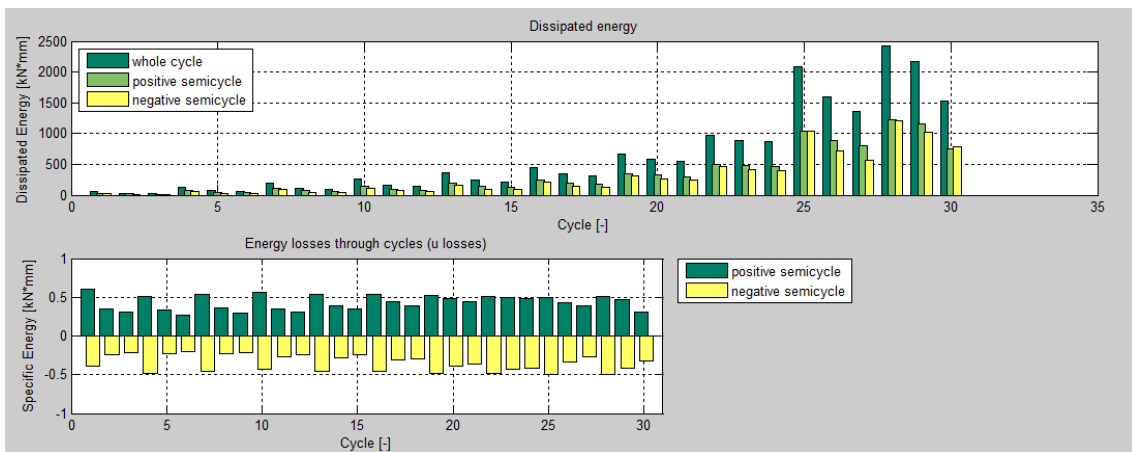


Figura 2.63 Energia dissipata dalla connessione con scarpe indebolite

Le scarpe invertite mostrano anch'esse un andamento analogo, ma raggiungono un valore di energia dissipata attorno agli 8 kNm al 4,5% di drift, sempre prima della rottura.



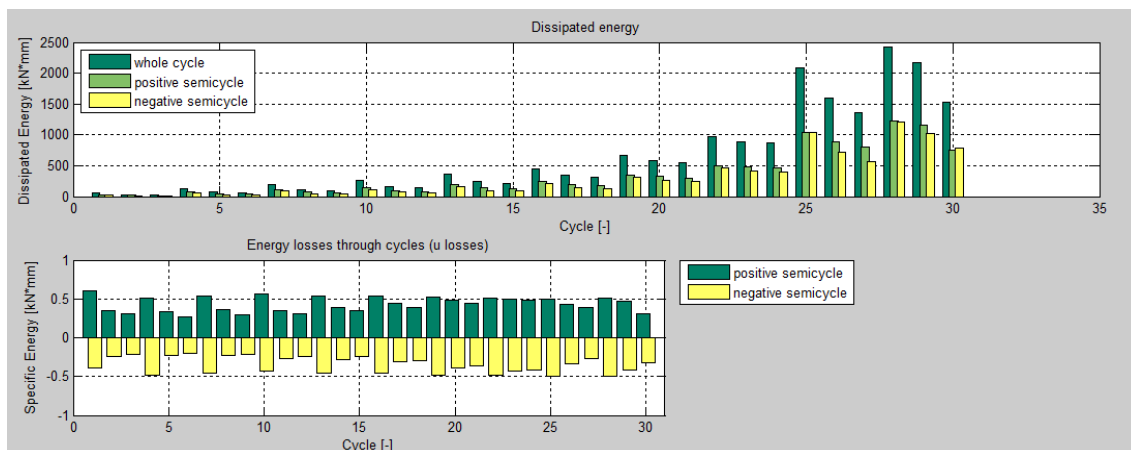


Figura 2.64 Energia dissipata dalla connessione con scarpe invertite

Anche la connessione con barre sporgenti post-inserite mostra una buona simmetria e un trend costante nella perdita di dissipazione. Il massimo valore raggiunto è attorno ai 10 kNm raggiunti al 4,5 % di drift prima della rottura.

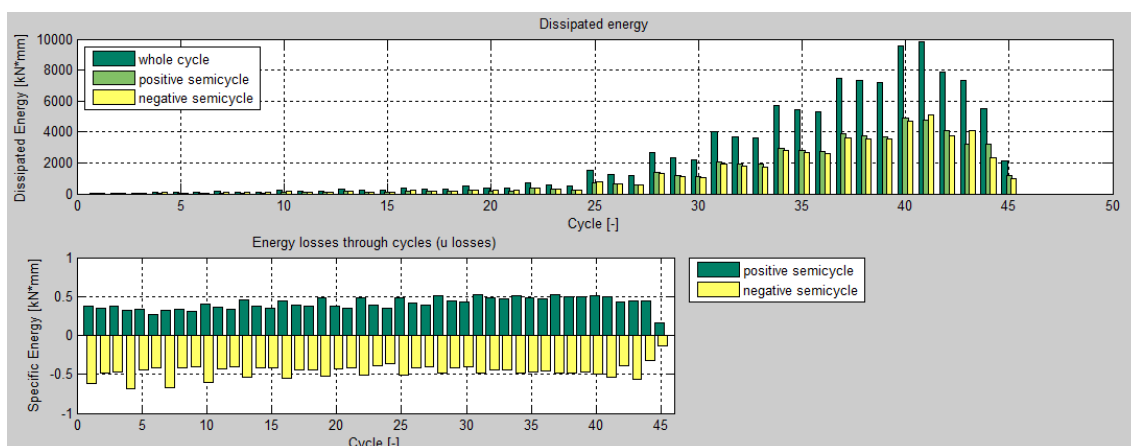


Figura 2.65 Energia dissipata dalla connessione con barre sporgenti post-inserite

Anche gli accoppiatori mostrano una buona simmetria e un trend costante nella perdita di dissipazione. Il valore massimo di energia dissipata è attorno a 6,2 kNm, e viene raggiunto al 5% di drift. L'ultimo semi-ciclo ha dato da solo una dissipazione di più di 4 kNm. L'energia specifica di questa connessione non è molto elevata rispetto a quella delle connessioni già mostrate, poiché la forma ciclica è stata influenzata da un alto fenomeno di pinching.

### **3. MODELLAZIONE DELLE CONNESSIONI E ANALISI STRUTTURALE**

L'avvento del calcolo numerico applicato all'ingegneria strutturale tramite l'uso dei codici di calcolo agli elementi finiti ha notevolmente semplificato la risoluzione dei problemi posti dalla tecnica delle costruzioni, soprattutto quelli non risolvibili in forma chiusa tipici del calcolo non lineare. Per risolvere queste analisi non lineari attualmente in commercio esistono codici di calcolo implementati secondo due differenti modellazioni: quelle a plasticità concentrata e quella a plasticità diffusa. La differenza fondamentale tra i due modelli è costituita dal diverso approccio allo studio della formazione delle inelasticità in una struttura come avviene nel caso di azioni sismiche di elevata intensità. I modelli a plasticità concentrata, utilizzati in questo lavoro, provvedono a concentrare tutte le risorse inelastiche nelle cosiddette cerniere plastiche. L'elemento finito può essere considerato elastico-lineare ma alle sue estremità (o dove necessario) vengono introdotte delle zone a comportamento genericamente non-lineare. La modellazione a plasticità concentrata è, da un punto di vista computazionale, vantaggiosa poiché condensa in pochi punti della struttura le non linearità dei materiali. La difficoltà risiede nella corretta valutazione della capacità rotazionale delle cerniere plastiche. I modelli con plasticità distribuita (o diffusa) utilizzano elementi a fibre che consentono di ottenere lo stato di sforzo e deformazione della sezione di un generico elemento tramite l'integrazione della risposta sforzo-deformazione uniassiale. Questi modelli possono essere molto raffinati poiché l'elemento può essere suddiviso in un numero finito di fibre e a ciascuna fibra può essere associato un materiale diverso (a cui corrisponde un legame non lineare proprio per ogni materiale). Se il numero delle fibre è sufficientemente elevato, la distribuzione delle non-linearità meccaniche dovute ai materiali sulla superficie della sezione risulta accuratamente modellata, anche in campo fortemente inelastico, a differenza di un modello a plasticità concentrata. Il modello a fibre, pur richiedendo costi computazionali maggiori rispetto ad un modello a plasticità concentrata, può portare previsioni con un grado di precisione maggiore; difficilmente

però tali modelli riescono a cogliere comportamenti caratteristici di zone di discontinuità, come ad esempio connessioni meccaniche.

In questo capitolo si andrà ad illustrare la costruzione dei modelli a plasticità concentrata e i risultati delle analisi, partendo dall'osservazione del comportamento sperimentale e della modalità di rottura delle connessioni testate in laboratorio. Primo passo verso la modellizzazione è stato quello di individuare la sezione critica di ogni connessione (anche sulla base delle osservazioni sperimentali) e calcolarne il diagramma momento-curvatura non-lineare. Per fare ciò è stato necessario determinare la lunghezza di cerniera plastica (specificata per ogni connessione) in modo tale da poter determinare il diagramma momento-rotazione non lineare. Il diagramma momento-rotazione è fondamentale per poter determinare il comportamento flessionale non-lineare delle connessioni. Per quanto riguarda la parte di pilastro che rimane in campo elastico è necessario invece andare a determinare il valore effettivo della rigidezza dell'elemento e l'altezza di porzione fessurata. Da ultimo, a partire dai dati sperimentali, si sono calibrati i parametri per descrivere il comportamento isteretico secondo il modello Pivot.

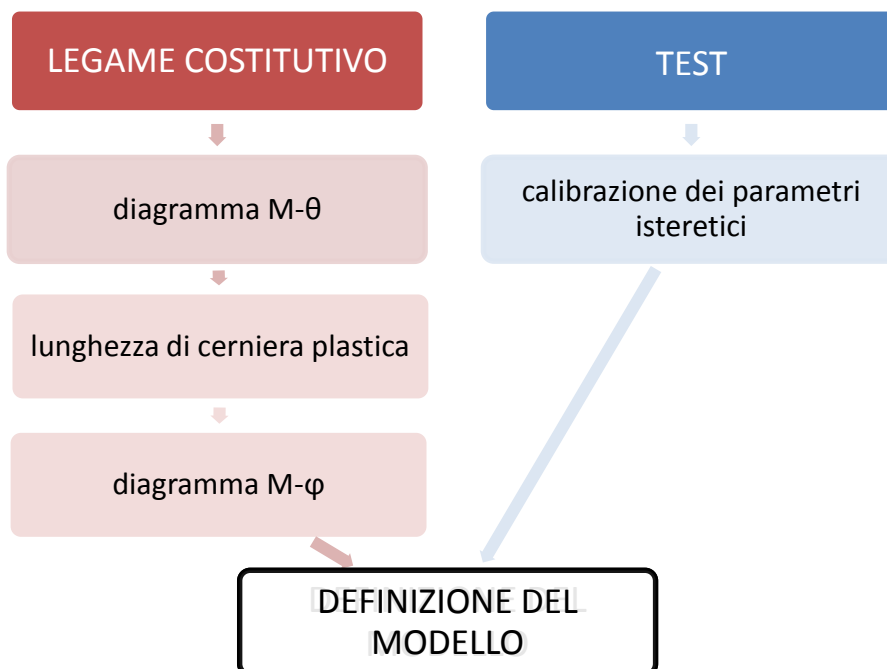


Figure 3.1 Schema del procedimento seguito per calibrare i modelli

### 3.1 LEGAMI COSTITUTIVI DEI MATERIALI

Nell'ambito di questo paragrafo verranno illustrate le caratteristiche dei materiali impiegati nelle analisi numeriche, in particolare verranno riportate le schematizzazioni che sono state assunte sul comportamento del calcestruzzo e delle barre di armatura con l'ausilio di un programma sviluppato in linguaggio Mathcad15. In questo lavoro tale programma è stato utilizzato per il calcolo del diagramma non-lineare momento-curvatura della sezione critica di ciascuna connessione. I materiali sono stati modellati al fine di cogliere il reale comportamento strutturale e pertanto non sono stati considerati coefficienti di sicurezza e correttivi per sollecitazioni a lungo termine.

#### 3.1.1 Calcestruzzo

Come legame costitutivo non-lineare per il calcestruzzo non confinato (C45/55) si è scelto di utilizzare il modello di Sargin modificato, indicato per rappresentare i legami non-lineari. Primo passo è il calcolo della resistenza cubica caratteristica:

$$f_{ck} = 0,83R_{ck} = 0,83 * -55MPa = -45,65MPa$$

Da cui si ricava la resistenza cilindrica caratteristica dividendo per il coefficiente di sicurezza parziale del calcestruzzo:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{-45,65}{1} MPa = -45,65MPa$$

La resistenza cilindrica media a compressione vale:  $f_{cm} = f_{ck} - 5 = 50,65MPa$   
Il modello proposto da Sargin usa la seguente legge costitutiva per il lato compressione-estensione:

$$\sigma_c = -\frac{A\eta + (D - 1)\eta^2}{1 + (A - 2)\eta + D\eta^2} f_{cm} \quad \text{con } \eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}$$

Dove A e D sono coefficienti che dipendono dalle caratteristiche geometriche dell'elemento e del calcestruzzo. L'Eurocodice 2 pone  $D = 0$  e  $A = -\frac{E_{c0} \cdot \varepsilon_{c1}}{f_{cm}}$ . Il modulo elastico tangenziale all'origine si calcola con  $E_{c0} = 2,2 \cdot 10^4 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 35792,86 MPa$ .

I valori di deformazione limite valgono:

$\varepsilon_{c1} = -0,0022$  deformazione al picco

$$\varepsilon_{cu} = -0,0037 + 0,0008 \frac{f_{cm} - 15}{40} = 0,0035 \text{ deformazione ultima}$$

Mentre la legge costitutiva a compressione per la porzione softening è data da:

$$\sigma_c = - \frac{1}{1 + (\eta - 1) \left/ \left( \frac{\varepsilon_{c1} + t}{\varepsilon_{c1}} - 1 \right) \right.} f_{cm}$$

Dove  $t$  è un valore di tentativo dell'ordine di grandezza di  $10^{-6}$  (in questo caso 0,000000338).

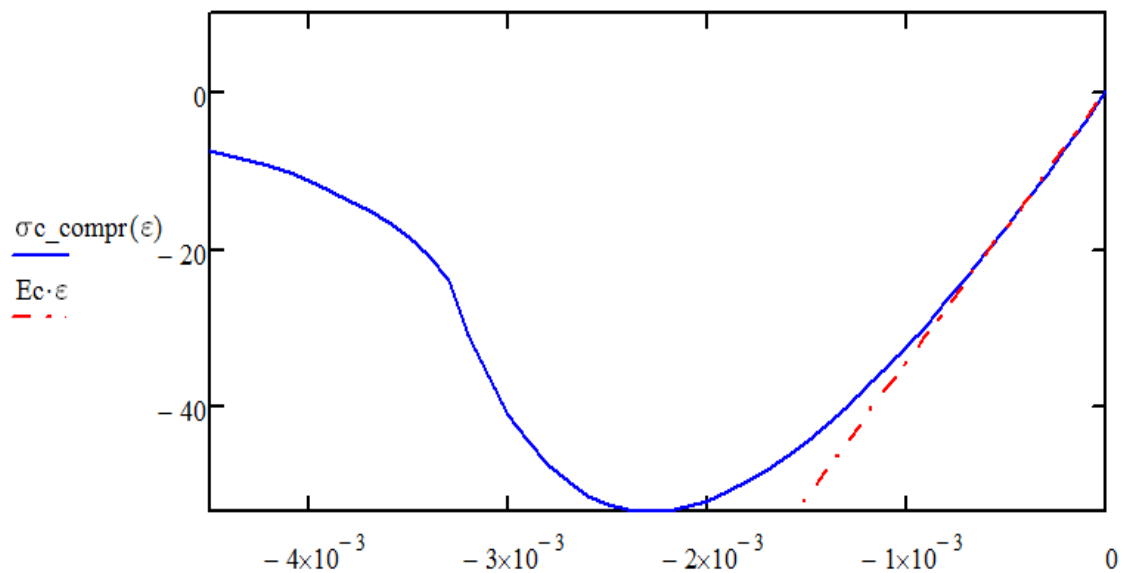


Figure 3.2 Legge costitutiva del calcestruzzo a compressione

La resistenza a trazione del calcestruzzo è considerata nulla. Il legame costitutivo utilizzato per il calcestruzzo non confinato è quello riportato in figura 3.3.

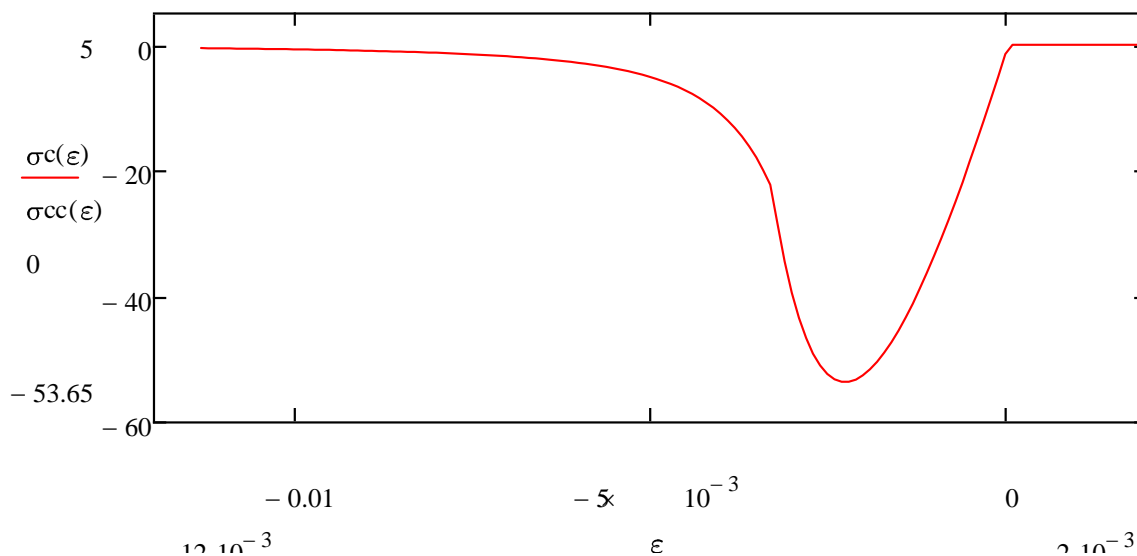


Figure 3.3 Legame costitutivo utilizzato per il calcestruzzo non confinato secondo il modello di Sargin

Per quanto riguarda il calcestruzzo confinato si è scelto di utilizzare il legame di Sargin fino alla deformazione di picco seguito da un andamento a rettilineo (con sforzo che rimane costante) fino alla deformazione ultima (maggiore rispetto a quella del calcestruzzo non confinato). Da lì il tratto di softening rimane quello di Sargin. Per il calcolo della deformazione ultima si utilizza la formula seguente, [proposta dal CEB, 1985]:

$$\varepsilon_{cu}^* = \varepsilon_{cu} + 0,05\omega_w$$

Dove  $\varepsilon_{cu}$  è la deformazione ultima del calcestruzzo non confinato e  $\omega_w$  è il rapporto geometrico d'armatura definito come:

$$\omega_w = \frac{4 \cdot A_{st} \cdot f_{ys}}{d_c \cdot s_{max} \cdot f_{dc}} = 0,093$$

La deformazione ultima risulta quindi pari a:

$$\varepsilon_{cu}^* = 0,0035 + 0,05 \cdot 0,093 = 0,00813$$

Il legame costitutivo utilizzato per il calcestruzzo confinato è riportato in figura 3.4.

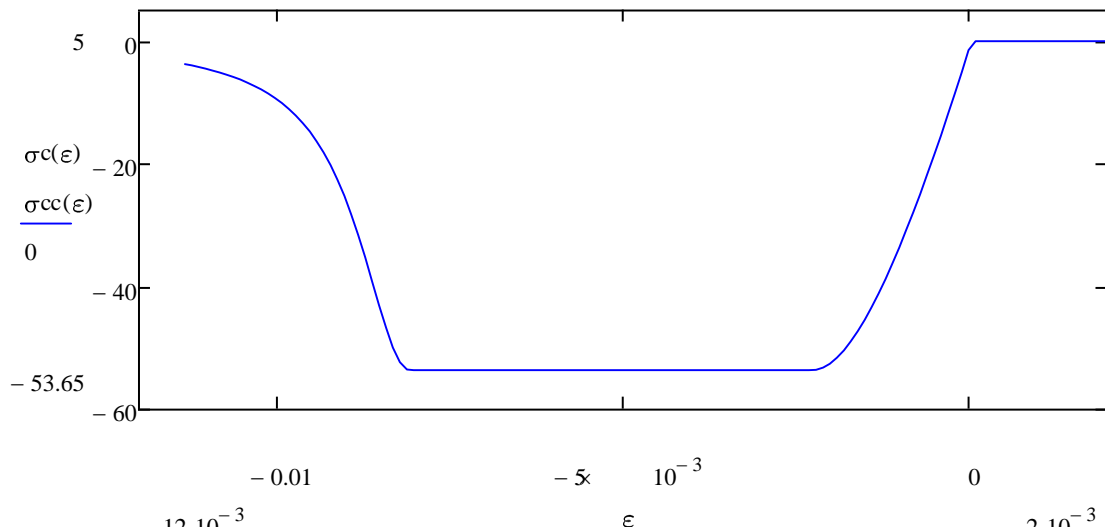


Figure 3.4 Legge costitutivo per il calcestruzzo confinato

Per la modellazione lineare del calcestruzzo è sufficiente definire all'interno del programma di calcolo cinque parametri:

- modulo di elasticità, per coerenza con il legame non-lineare vale 36420000 kN/m;
- peso specifico del calcestruzzo pari a 25 kN/m<sup>3</sup>;
- coefficiente di Poisson assunto pari a 0,2 per calcestruzzo non fessurato;
- Resistenza massima a compressione pari a 45 MPa e corrispondente deformazione massima pari al 2‰ ;
- Resistenza a trazione considerata nulla per qualsiasi deformazione.

### 3.1.2 Acciaio

L'acciaio utilizzato per l'armatura della sezione delle colonne modellate è del tipo B450C, ovvero un acciaio duttile e per questo l'unico ammesso in zona sismica. I valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare (dettati dalla NTC 11.3.2.1[2]) sono:

$$f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{r,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$$

I valori da utilizzare per la progettazione sono quelli sopra riportati, in questo lavoro di tesi però si è scelto di utilizzare i valori di resistenza medi dato che sono più rappresentativi dell'andamento reale dei test e poiché si hanno a disposizione i dati di un test effettuato in laboratorio su una barra d'armatura pari a 510 e 610 MPa. I valori ottenuti rispettano i requisiti imposti dall'NTC riportati in tabella 3.4, infatti il rapporto tra le due resistenze sopradette è pari a 1,19.

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y \text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t \text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10.0
$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$ :	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a $90^\circ$ e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	$4\phi$	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	$5\phi$	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	$8\phi$	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	$10\phi$	

Figure 3.5 Requisiti normativi per acciaio B450C (NTC 11.3.2.1[2])

La deformazione a snervamento è calcolata dal rapporto tra la resistenza a snervamento e il modulo elastico; mentre quella a rottura e quella finale sono prese convenzionalmente.

$$\varepsilon_y = 0,00248$$

$$\varepsilon_r = 0,075$$

$$\varepsilon_f = 0,12$$

Il diagramma del legame costitutivo dell'acciaio è riportato in figura 3.4. L'andamento è composto da un primo tratto elastico-lineare (utilizzato per il pilastro che rimane in campo elastico), poi le barre si snervano e si deformano fino a raggiungere la resistenza



massima (incrudimento) e successivamente l'acciaio ha una strizione che termina con la rottura.

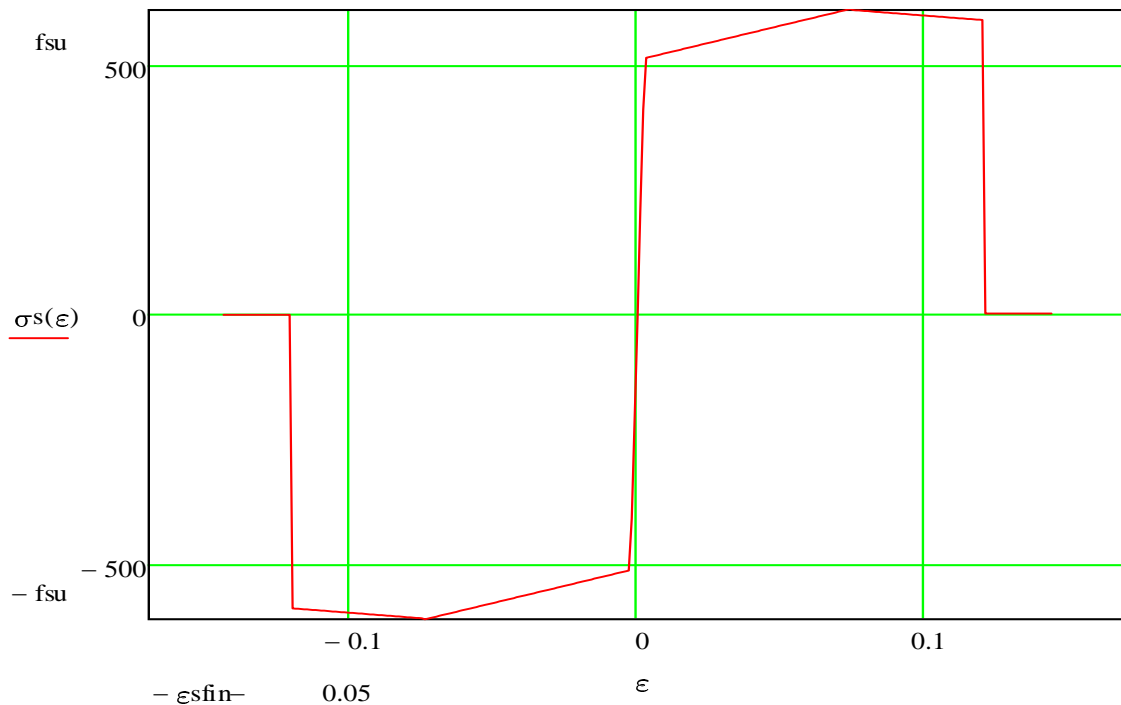


Figure 3.6 Legame costitutivo non lineare dell'acciaio B450C tarato su base sperimentale

Per definire il tratto elastico-lineare, riportato in figura 3.8, è sufficiente inserire in SAP2000 i seguenti dati:

- Peso specifico dell'acciaio: 78 kN/m<sup>3</sup>
- Modulo elastico dell'acciaio: 206000 MPa
- Resistenza minima a snervamento: 510 MPa

### 3.2 ANALISI SEZIONALE

Per determinare il comportamento non-lineare alla base del pilastro è necessario conoscere il legame momento – curvatura della sezione critica di ancoraggio. Per calcolarlo si è utilizzato un foglio di calcolo su Mathcad. I dati di input necessari sono:

- geometria e discretizzazione della sezione (uguale per tutti i collegamenti)
- armatura (tipica di ogni collegamento)

- legame costitutivo di acciaio e calcestruzzo (come descritti nel precedente paragrafo)

- per la prova ciclica: carico assiale di 38 tonnellate

Si riportano di seguito in maniera schematica i passaggi per arrivare a determinare il diagramma:

- Calcolo delle caratteristiche inerziali della sezione nell'ipotesi di sezione interamente reagente: momento statico, coordinate del baricentro, momento d'inerzia; calcolo del coefficiente di omogeneizzazione  $n_s$  per determinare area, momento statico, baricentro e momento d'inerzia della sezione ideale
- Calcolo delle caratteristiche inerziali della sezione nell'ipotesi di sezione parzializzata per flessione pura: momento statico e momento d'inerzia
- Calcolo delle azioni resistenti considerate rispetto al baricentro della sezione in solo calcestruzzo e equilibrio alla traslazione orizzontale per ottenere la curvatura e equilibrio alla rotazione per ottenere il momento (come incognite la deformazione superiore  $\varepsilon_{sup}$  e la curvatura  $\theta$ ).

$$N(\varepsilon_{sup}, \theta) := \sum_{i=1}^{hcopr} (\sigma_c(\varepsilon(y_i, \varepsilon_{sup}, \theta)) \cdot b(y_i) \cdot \Delta y) + \sum_{i=hcopr}^{Htot} (\sigma_{cc}(\varepsilon(y_i, \varepsilon_{sup}, \theta)) \cdot b(y_i) \cdot \Delta y) + \sum_{j=1}^{jp} (\sigma_p(\varepsilon(dp_j, \varepsilon_{sup}, \theta) + \varepsilon_{p0j}) \cdot Ap_j) + \sum_{j=1}^{js} (\sigma_s(\varepsilon(ds_j, \varepsilon_{sup}, \theta)) \cdot As_j)$$

$$M(\varepsilon_{sup}, \theta) := \sum_{i=1}^{hcopr} [\sigma_c(\varepsilon(y_i, \varepsilon_{sup}, \theta)) \cdot b(y_i) \cdot \Delta y \cdot (y_i - yG)] + \sum_{i=hcopr}^{Htot} [\sigma_{cc}(\varepsilon(y_i, \varepsilon_{sup}, \theta)) \cdot b(y_i) \cdot \Delta y \cdot (y_i - yG)] + \sum_{j=1}^{jp} [\sigma_p(\varepsilon(dp_j, \varepsilon_{sup}, \theta) + \varepsilon_{p0j}) \cdot Ap_j \cdot (dp_j - yG)] + \sum_{j=1}^{js} [\sigma_s(\varepsilon(ds_j, \varepsilon_{sup}, \theta)) \cdot As_j \cdot (ds_j - yG)]$$

Dove per il calcestruzzo  $\sigma_c$  si riferisce al calcestruzzo non confinato e  $\sigma_{cc}$  a quello confinato, mentre  $\sigma_s$  si riferisce all'acciaio e  $\sigma_p$  è dovuto alla precompressione (assente nei casi di studio di questo lavoro).

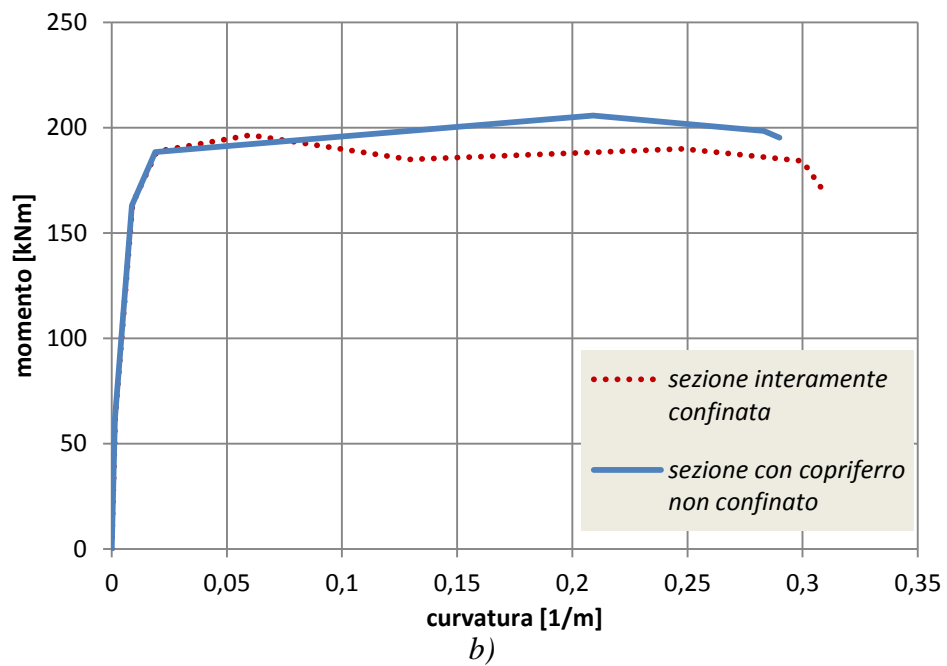
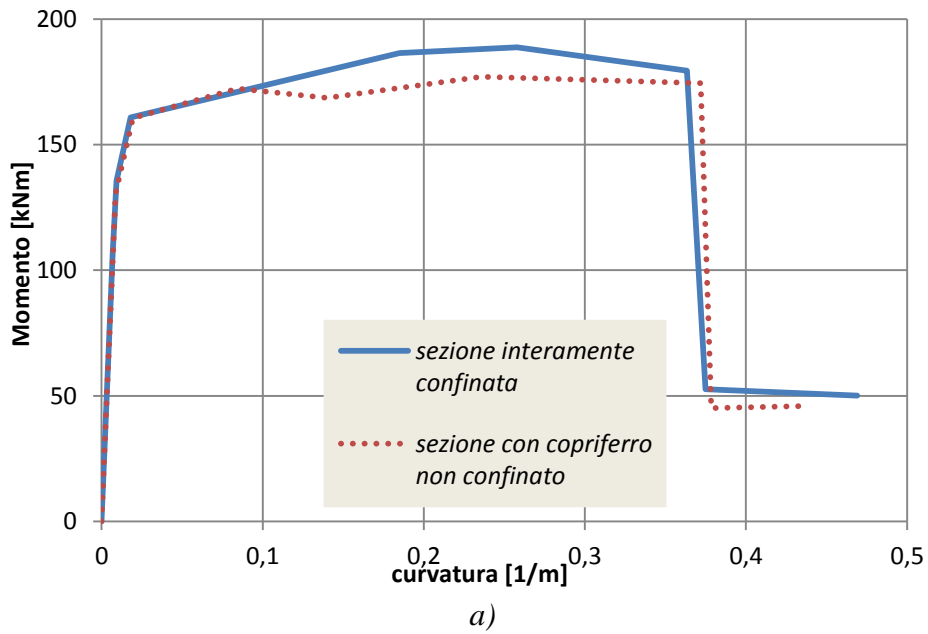
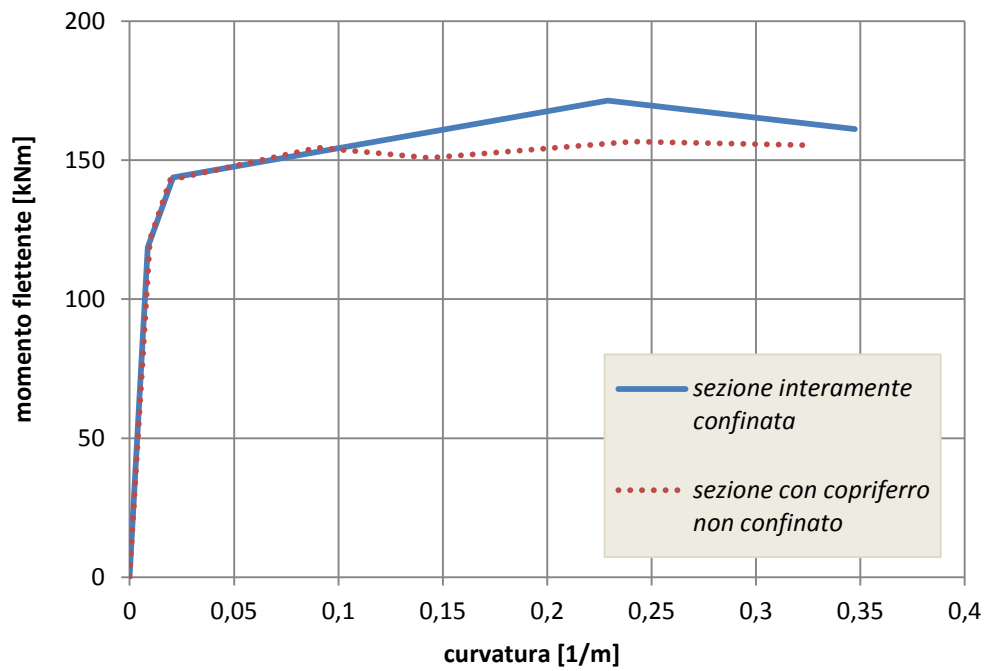
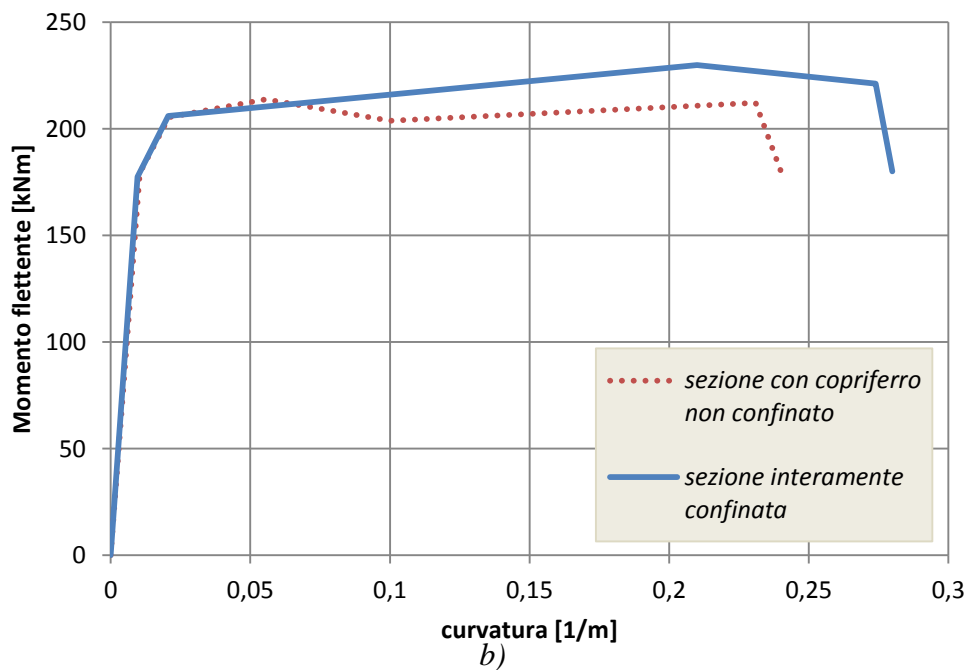


Figure 3.7 Diagramma momento-curvatura delle scarpe bullonate per: a)  $N=0$  b)  $N=38 t$

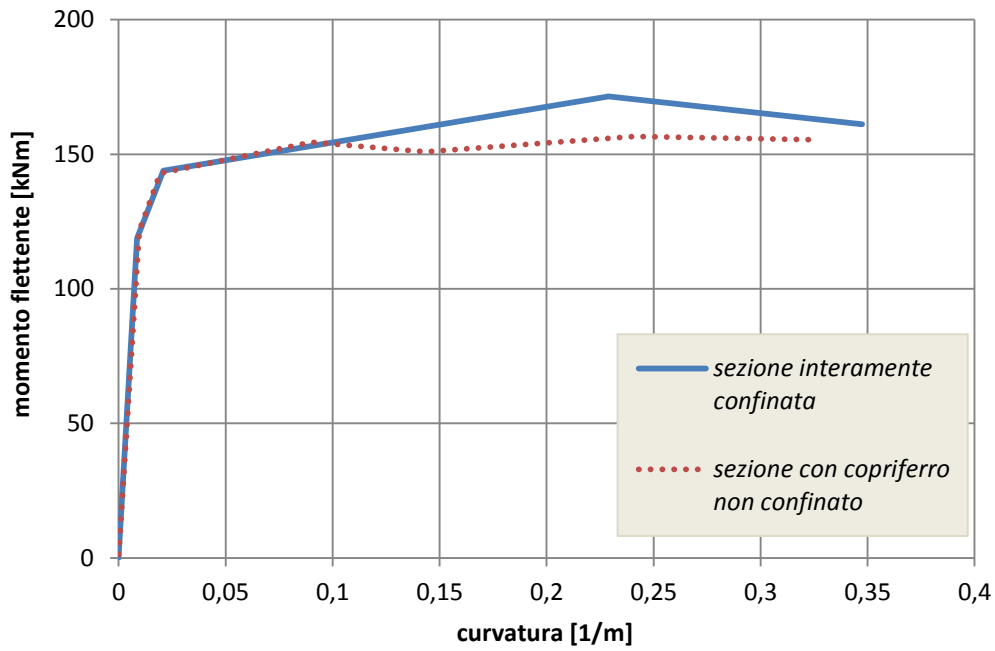


a)

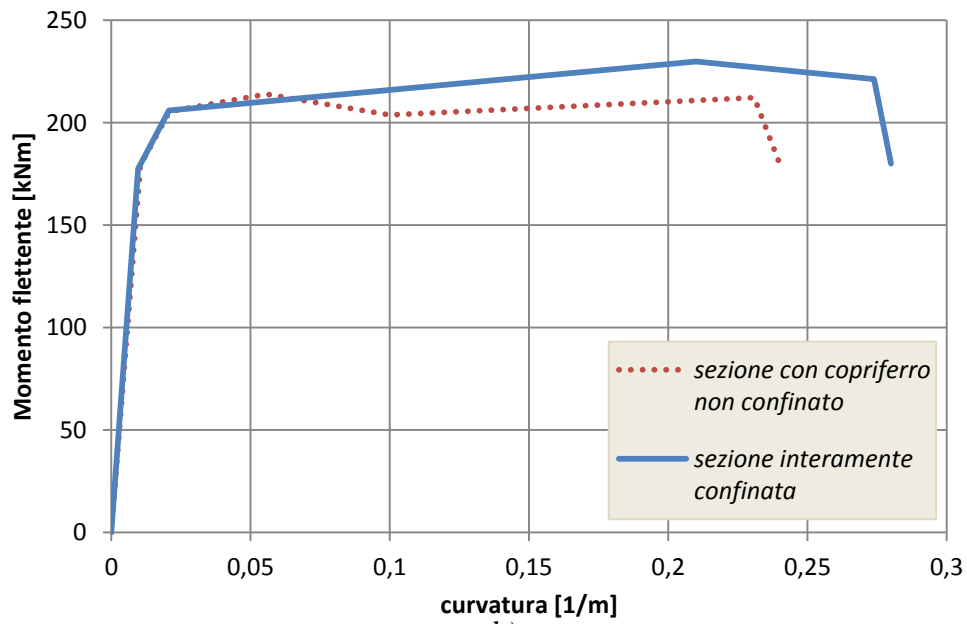


b)

Figure 3.8 Diagramma momento-curvatura delle barre sporgenti post-inserite per: a) senza forza assiale b)  $N = 38 t$

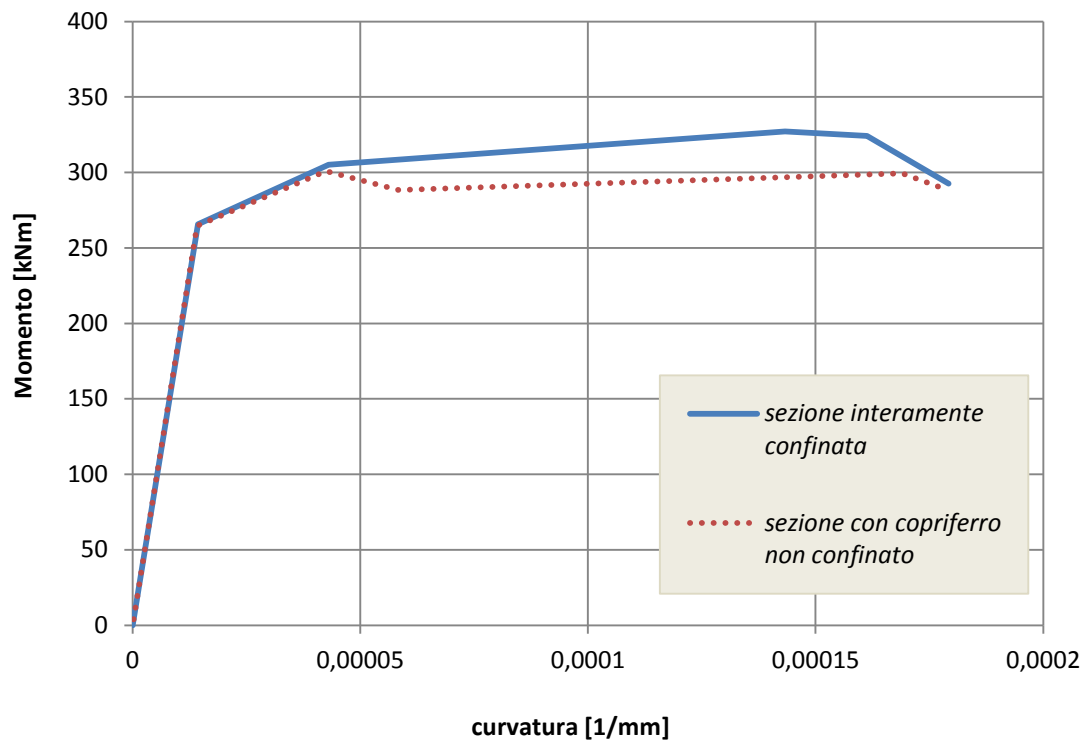


a)

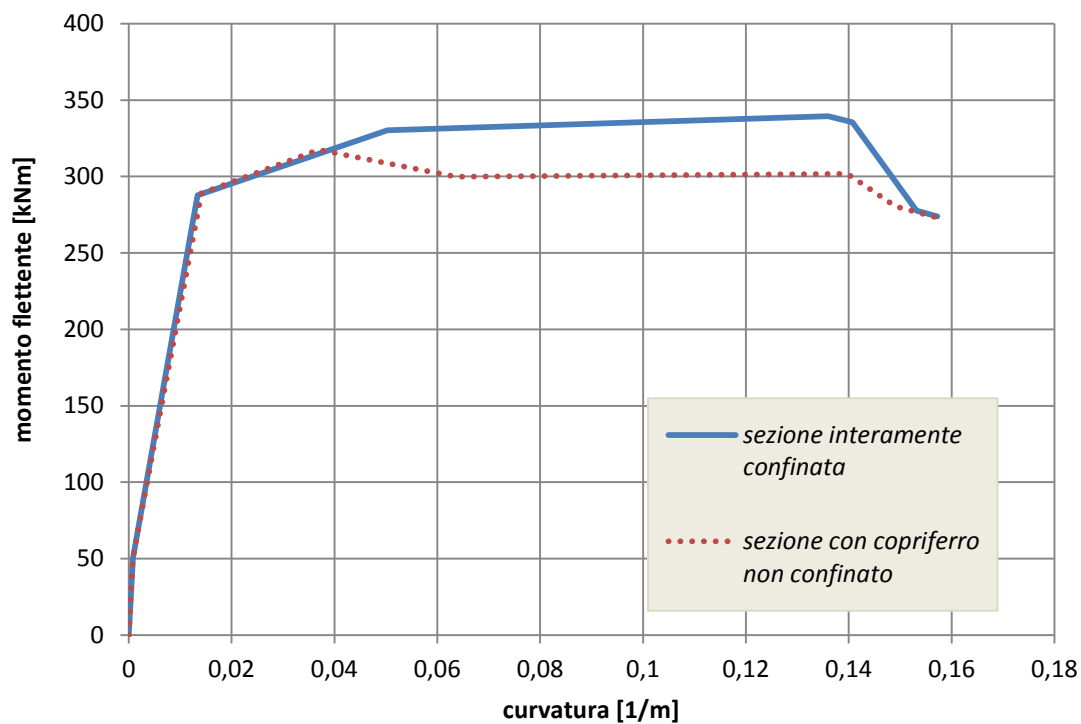


b)

Figure 3.9 Diagramma momento-curvatura delle scarpe invertite per: a) senza forza assiale b)  $N = 38 \text{ t}$



a)



b)

Figure 3.10 Diagramma momento-curvatura degli accoppiatori per: a)  $N=0$  b)  $N=38 t$

Da questi grafici è possibile subito notare come, inserendo una forza assiale di entità modesta, si raggiunge una resistenza maggiore a scapito però della duttilità.

Per calcolare il momento di fessurazione è necessario conoscere due dati: l'altezza di pilastro che si fessura e quanto vale la rigidezza fessurata. Per calcolare l'altezza di fessurazione del pilastro è sufficiente conoscere il momento di fessurazione della sezione dato da:

$$\frac{M_{fess} \cdot h}{2 \cdot J} - \frac{N}{A} = f_{cm}$$

Dove

$f_{cm}$  = resistenza del cls a trazione per flessione media pari a 4MPa

$N$  = azione assiale: nel caso delle pushover  $N = 0$ , per le cicliche  $N = 38t$

$A = 400mm \cdot 400mm$

$J = 400^4/12$

$M_{fess} = 42,66 \text{ kNm per } N = 0$

$M_{fess} = 68,00 \text{ kNm per } N = 38 \text{ t}$

Per il calcolo della rigidezza fessurata è sufficiente trovare il rapporto tra l'inclinazione iniziale e quella successiva dal diagramma momento-curvatura (questo rapporto è generalmente un valore compreso tra 2 e 6). Questo valore di rigidezza viene poi assegnato all'altezza di pilastro fessurata. In tabella si riportano i valori di rigidezza utilizzati. Si nota come all'aumentare dell'armatura aumenti di conseguenza anche la rigidezza post-fessurazione.

	<b>N = 0</b>		<b>N = 38 t</b>	
	<i>Fattore di riduzione</i>	<i>Rigidezza [kN/m<sup>2</sup>*10<sup>6</sup>]</i>	<i>Fattore di riduzione</i>	<i>Rigidezza [kN/m<sup>2</sup>*10<sup>6</sup>]</i>
<b>BARRE SPORGENTI POST-INSERITE</b>	6	5,83	5,4	6,48
<b>SCARPE BULLONATE</b>	6	5,83	5,4	6,48
<b>SCARPE INVERTITE</b>	6	5,83	5,4	6,48
<b>ACCOPIATORI</b>	3,3	10,50	3,0	11,61

Tabella 3.1 Valori di rigidezza del pilastro fessurato per le diverse connessioni

Per le prove cicliche invece si è scelto di assegnare al pilastro un legame elastico del calcestruzzo assegnando all'altezza di pilastro fessurato la corrispondente rigidezza fessurata. Per calcolare l'altezza di fessurazione per ciascuna tipologia di connessione, sapendo che il momento varia lungo l'altezza del pilastro con un andamento approssimabile ad un andamento triangolare, è possibile fare la seguente proporzione:

$$M_{max}:M_{fess} = h_{max}:h_{fess}$$

L'altezza di fessurazione dipende quindi dal momento massimo della sezione. Di seguito si riportano i valori ottenuti sia per le prove pushover che per le prove cicliche.

	<b>N = 0</b>		<b>N = 38 t</b>	
	$M_{max}$ [kNm]	$h_{fess}$ [m]	$M_{max}$ [kNm]	$h_{fess}$ [m]
<b>BARRE SPORGENTI post-inserite</b>	171,47	1,87	229,87	1,76
<b>SCARPE BULLONATE</b>	188,77	1,93	248,35	1,81
<b>SCARPE INVERTITE</b>	171,47	1,87	229,87	1,76
<b>ACCOPIATORI</b>	327,22	2,17	339	1,99

Tabella 3.2 Valori dell'altezza di fessurazione del pilastro per le diverse connessioni

Assegnando queste altezze di fessurazione ai modelli si sta considerando che il pilastro sia già fessurato fino ad una altezza pari ad  $h_{fess}$  fin dal primo ciclo. Questo in realtà non è vero, infatti fintanto che il momento sollecitante il pilastro non raggiunge quello necessario a fessurare la sezione, la sezione rimane integra. Quindi la configurazione imposta al modello non è rappresentativa dei primi cicli. Nei grafici dei risultati si potrà osservare come questa scelta influisce sull'andamento dei modelli.

### 3.3 LUNGHEZZA DI CERNIERA PLASTICA

Una volta calcolati in Mathcad i diagrammi momento-curvatura necessari per determinare il comportamento delle sezioni di ciascun collegamento, per ricavare il legame momento-rotazione è necessario conoscere la lunghezza di cerniera plastica del collegamento, infatti la rotazione  $\phi$  è pari a:

$$\phi = \theta \cdot L_p$$

Dove  $\theta$  è la curvatura [1/m] e  $L_p$  è la lunghezza di cerniera plastica [m]. Per calcolare questa dimensione è stata utilizzata la formula di Priestley (*M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, 2007[47]*) per una connessione gettata in opera riportata di



seguito. Il primo termine definisce la parte di cerniera plastica che interessa il pilastro mentre il secondo termine determina la lunghezza di penetrazione in fondazione.

$$L_p = k \cdot L_c + L_{sp} \geq 2 \cdot L_{sp}$$

Con

$$k = 0,2 \cdot \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) = 0,039 \leq 0,08 \text{ con } f_u = 610 \text{ MPa e } f_y = 510 \text{ MPa}$$

$$L_{sp} = 0,022 \cdot f_{ye} \cdot d_{bl} \text{ con } f_{ye} = 510 \text{ MPa}$$

$d_{bl}$  = diametro delle barre di armatura in mm

$L_c$  = luce di taglio = 2500 mm

Questa formula può essere utilizzata per la connessione con barre sporgenti post-inserite perché assimilabile a una connessione gettata in opera e per gli accoppiatori (in cui c'è dissipazione anche delle barre di fondazione), mentre per le altre tipologie di connessione deve essere modificata. Per le scarpe invertite la formula è troncata in quanto la cerniera plastica si sviluppa solamente all'interno del pilastro mentre per le scarpe bullonate l'unico spessore in cui si genera la cerniera plastica è quello della malta (5 cm) e dello spessore della scarpa (1,5 cm) aumentato di 2 volte il diametro. Nella tabella seguente si riportano le formule proposte per le diverse connessioni, con  $L_c = 2,5$  m e diametro delle barre di armatura a seconda della connessione.

CONNESSIONE	FORMULA	$\Phi$ [mm]	$L_p$
Barre sporgenti post-inserite	$L_p = k \cdot L_c + L_{sp} \geq 2L_{sp}$	16	0,359 m
Scarpe bullonate	$L_p = d + 2\varphi$	17	0,099 m
Scarpe invertite	$L_p = k \cdot L_c \geq L_{sp}$	16	0,179 m
Accoppiatori	$L_p = k \cdot L_c \geq L_{sp}$	24	0,367 m

Tabella 3.3 Formule e valori proposti per il calcolo della lunghezza di cerniera plastica per le diverse connessioni

I valori ottenuti sono i medesimi sia per le prove pushover che per le prove cicliche in quanto non dipendono né dall'azione assiale, né dalla storia di carico applicata ma sono una caratteristica propria della connessione.

In figura 3.11 sono riportati gli andamenti delle lunghezze di cerniera plastica efficace  $L_p$  all'aumentare dell'altezza del pilastro. Si noti la crescente differenza tra scarpe bullonate e gli altri tipi di connessione.

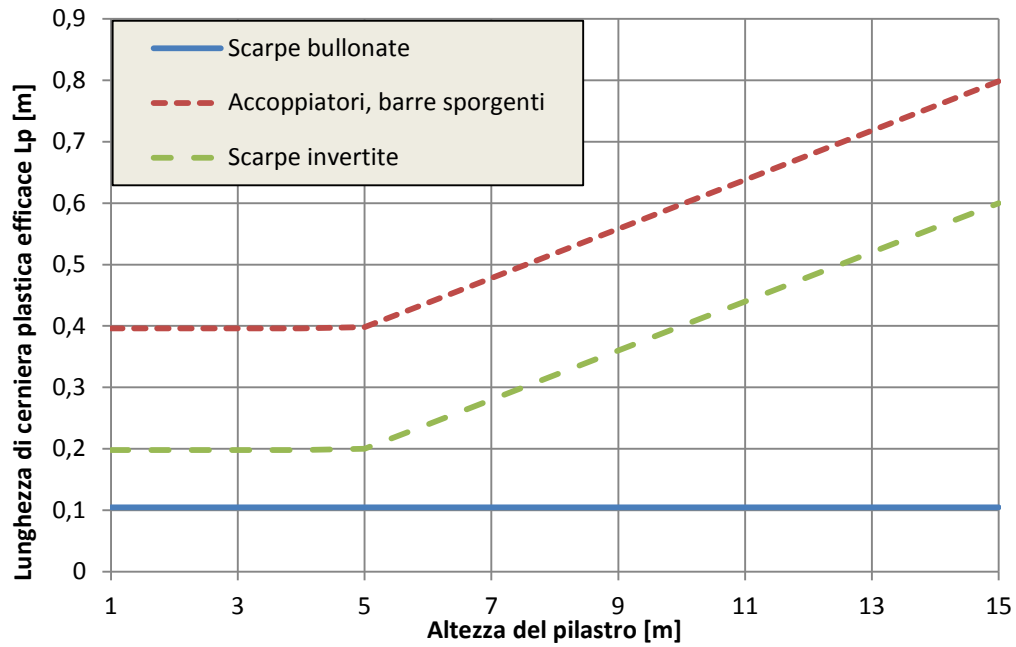


Figure 3.11 Lunghezza di cerniera plastica efficace in funzione dell'altezza del pilastro

### 3.4 CRITERI DI MODELLAZIONE

Per modellare tutte le connessioni si è scelto di utilizzare un elemento LINK all'interfaccia tra pilastro e fondazione in cui concentrare tutta la plasticità del sistema, considerando il pilastro elastico. Il link viene utilizzato per modellare delle non linearità locali all'interno della struttura ed è assunto come composto da 6 molle separate, una per ogni grado di libertà (assiale, taglio, torsione, e momento puro). Le relazioni forza-deformazione di queste molle possono essere indipendenti, accoppiate, o avere entrambe le definizioni. Tra i diversi tipi di relazioni non lineari che si possono simulare attraverso questi elementi è stato scelto un link "multilinear plastic" a lunghezza nulla. Nelle connessioni in esame, trattandosi di prove pushover e cicliche a controllo di spostamento orizzontale, il comportamento non lineare del link è limitato alla sola rotazione del pilastro nella direzione di applicazione della forza mentre gli altri gradi di libertà restano tutti incastrati. Il comportamento del link è dettato dal legame momento-rotazione non lineare della sezione critica (differente per ogni tipologia di connessione), calcolato a partire dal legame momento-curvatura ottenuto con MathCad (riportati nel paragrafo 3.2.1).

Identificazione

Nome Proprietà: LINK1

Direzione: R3

Tipo: MultiLinear Plastic

NonLineare: Yes

Proprietà Usate Per Casi di Analisi Lineari

Rigidezza Effettiva: 0

Smorzamento Effettivo: 0

Definizione Forza-Deformazione Multi-Lineare

	Rotation	Moment
2	-8,000E-03	-170,
3	-4,000E-03	-145,
4	0,	0,
5	4,000E-03	145,
6	8,000E-03	170,

Ordina Righe    Canc. Riga    Agg. Riga 8

Figure 3.12 Caratteristiche dell'elemento LINK

Per costruire la prova sono stati definiti 4 casi di carico:

- DEAD di tipo statico lineare per il peso proprio del pilastro
- MODAL di tipo modale inserito di default per l'analisi sismica
- SPOSTAMENTO di tipo statico non lineare a controllo di spostamento applicato al nodo 1 (che tiene conto degli effetti del second'ordine)
- ASSIALE (solamente per le prove cicliche) applicato al nodo 1 in direzione gravitazionale

Per applicare il carico SPOSTAMENTO è necessario assegnare al nodo 1 un cedimento unitario nella direzione di applicazione della forza orizzontale (nel sistema globale in direzione X). Il nodo 2 è vincolato tramite un incastro lasciato però libero di ruotare in direzione R2 (creando una cerniera cilindrica attorno all'asse Y), dove il comportamento è determinato dal link. L'elemento pilastro è stato suddiviso in 10 conci di altezza 0,25 m.

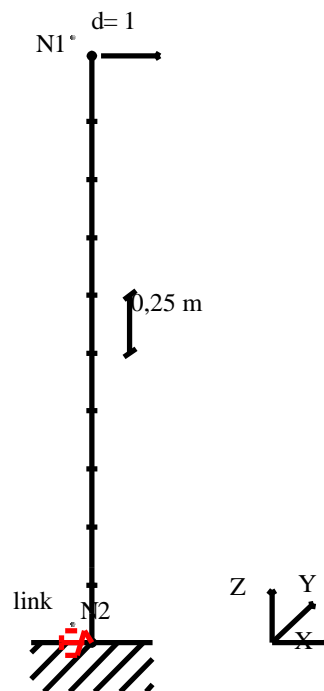


Figure 3.13 Schema del collegamento pilastro - fondazione

Da questo primo modello si è poi sviluppato un secondo modello, utilizzato solamente per le pushover. Questo secondo modello è nato dall'osservazione che i risultati ottenuti col modello precedente non riuscivano a cogliere la variazione di rigidità del pilastro:

da quella iniziale a quella fessurata. Per questo si è mantenuto il link alla base in cui si concentra ancora tutta la non linearità dell'elemento mentre nell'elemento pilastro sono state inserite 10 cerniere governate dal diagramma momento-curvatura riportato in figura 3.13 in cui il tratto post-elastico è limitato alla fase fessurata. Le due coppie di coordinate fondamentali del diagramma sono il momento di fessurazione (pari a 42,66 kNm per le prove pushover) con la corrispondente rotazione (ricavata con la teoria della linea elastica), e una rotazione abbastanza grande che nella realtà non potrà mai essere raggiunta dalle cerniere, in modo tale da non farle plasticizzare. Il momento relativo a questa rotazione è stato calcolato con il momento d'inerzia della sezione fessurata. Per la connessione con accoppiatori dato che l'armatura è doppia rispetto alle altre connessioni, l'andamento sarà differenziato.

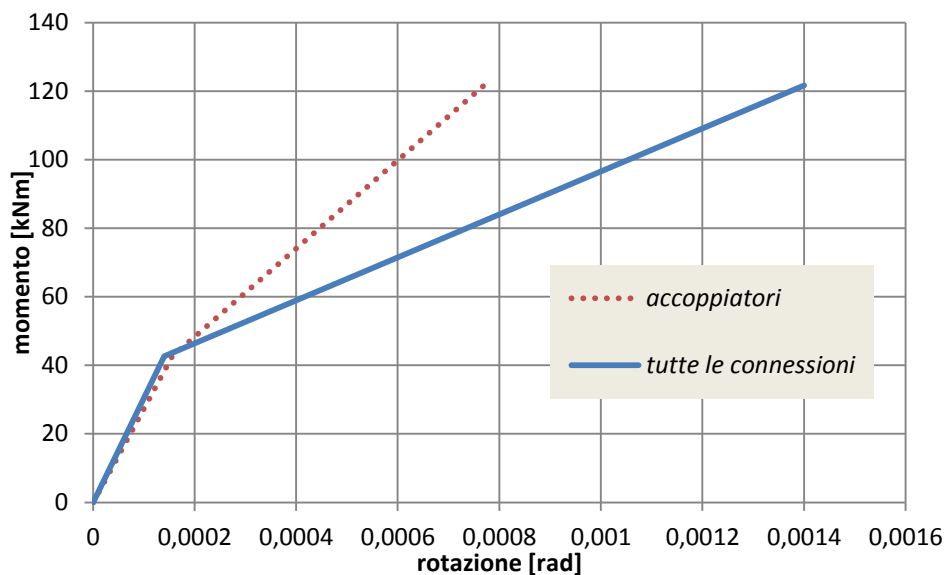


Figure 3.14 Diagramma momento-rotazione delle cerniere per la prova pushover

## **3.5 ANALISI STATICA NON LINEARE: PUSH OVER**

### **3.5.1 Introduzione all'analisi pushover**

L'analisi Pushover o analisi di spinta è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento) applicata. L'analisi consiste nello "spingere" la struttura fino a che questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la "spinta" si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito.

La Pushover consente di definire un legame scalare forza-spostamento caratteristico del sistema studiato, detto curva di capacità, che permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna a quella di un sistema Single Degree Of Freedom (SDOF) equivalente. Considerando un sistema SDOF, l'andamento della curva di capacità dipende dalla rigidezza  $k$  o dalla flessibilità  $k^{-1}$  del sistema, che a loro volta dipendono essenzialmente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema e sono funzioni non lineari rispettivamente dello spostamento e della forza applicata al sistema.

L'analisi di spinta è particolarmente intuitiva nei sistemi SDOF, dato che sono schematizzabili da un semplice pendolo composto da una massa concentrata  $m$  sorretta da un elemento privo di massa con rigidezza  $k$  e collegato ad un elemento, privo di massa e rigidezza, responsabile dello smorzamento. La configurazione deformata del sistema è definita quindi da un unico parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo (spostamento orizzontale  $\delta$  in Figura 3.5). In questi semplici casi, l'analisi di spinta consiste nell'applicare alla massa del sistema uno spostamento  $U$  o una forza  $F$  la cui intensità viene gradualmente incrementata nella direzione dell'unico grado di libertà disponibile. Le espressioni che definiscono la forzante (intesa in senso generalizzato come forza o spostamento) possono esprimersi come:

$$U = \alpha \cdot \delta$$

$$F = \beta \cdot f$$

Dunque, fissato arbitrariamente il valore di  $\delta$ , il fattore moltiplicativo  $\alpha$  viene gradualmente incrementato da zero fino ad un valore finale che permetta di investigare il campo di risposta di interesse per il sistema in esame. Ad ogni valore di  $\alpha$  o  $\beta$  corrisponde quindi un valore di  $U$  che rappresenta lo spostamento applicato alla massa del sistema. Il comportamento del sistema è definito da un legame forza-spostamento in cui la forza coincide con il taglio alla base  $V_b$  e lo spostamento con quello della massa  $\delta$ .

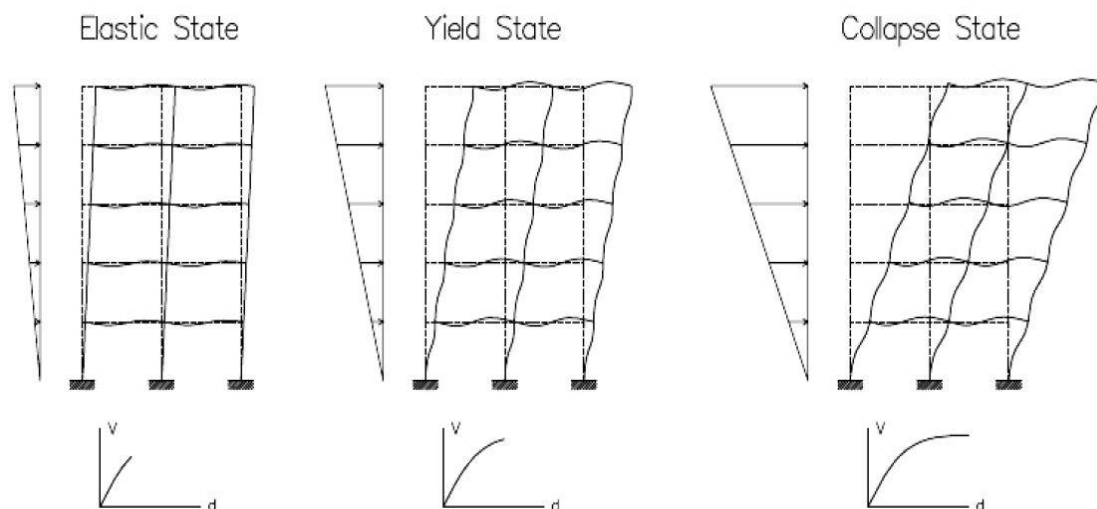


Figure 3.15 Applicazione dell'analisi di spinta ad un telaio con relative deformate e curve di capacità

### 3.5.2 Risultati delle analisi

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dai modelli numerici per descrivere il comportamento delle diverse connessioni sottoposte a prova pushover. Per ogni connessione si riporta il legame momento-rotazione della sezione di critica, utilizzato per descrivere il comportamento del link alla base. La restante parte del pilastro è descritta tramite la sezione corrente ovvero 40cmx40cm con un foro al centro di diametro 10 cm e con armatura a seconda della connessione. È stato scelto di incrementare gli spostamenti potendo così cogliere anche eventuali rami di scarico ed evitando problemi di instabilità numerica in corrispondenza di rami quasi piatti.

### 3.5.2.1 Scarpe bullonate

Per la connessione con scarpe bullonate la sezione critica considerata per il calcolo del legame momento-curvatura è armata con  $8\phi 17$  equivalenti all'area di barre filettate M20. In figura 3.6 si riporta il diagramma momento – rotazione ottenuto moltiplicando la curvatura per la lunghezza di cerniera plastica nel caso in cui si considera la sezione interamente confinata e nel caso in cui il copriferro (pari a 3 cm) non sia confinato.

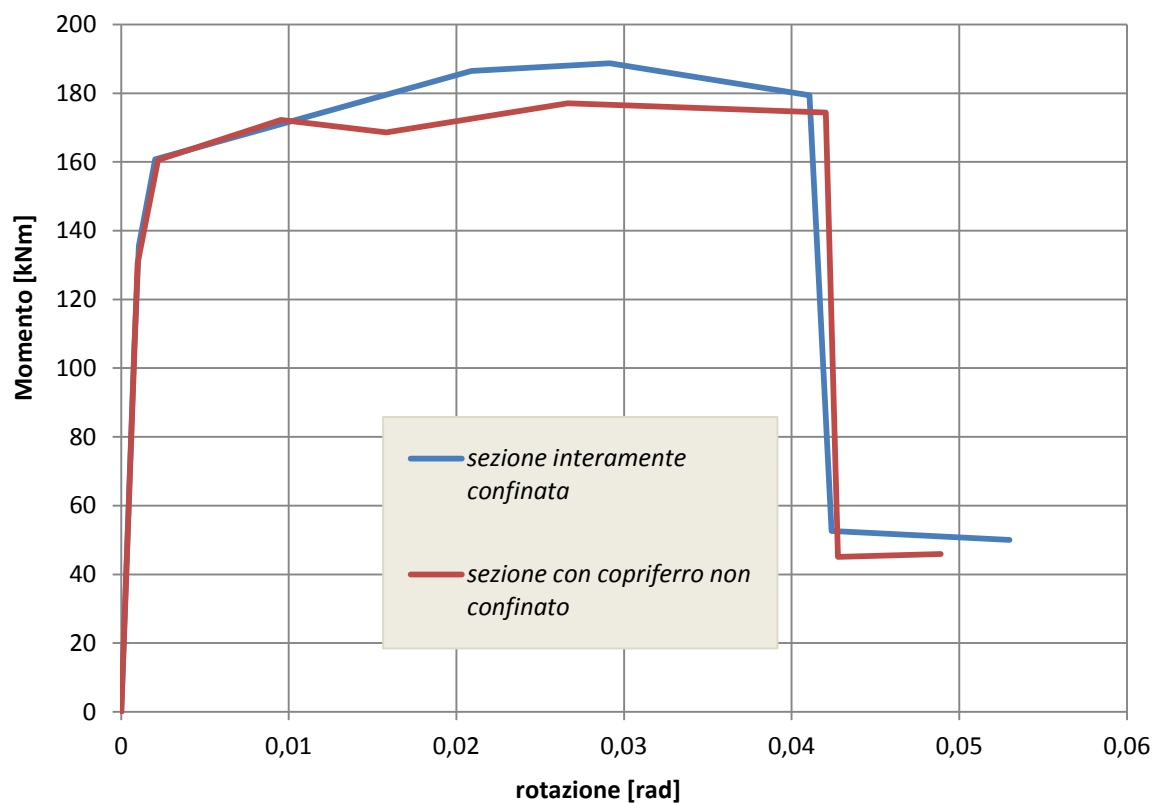


Figure 3.16 Legame momento -rotazione della sezione di ancoraggio della connessione con scarpe bullonate

I risultati ottenuti in termini di forza - spostamento sono riportati in figura 3.17 a confronto con i dati ottenuti dal test sperimentale.



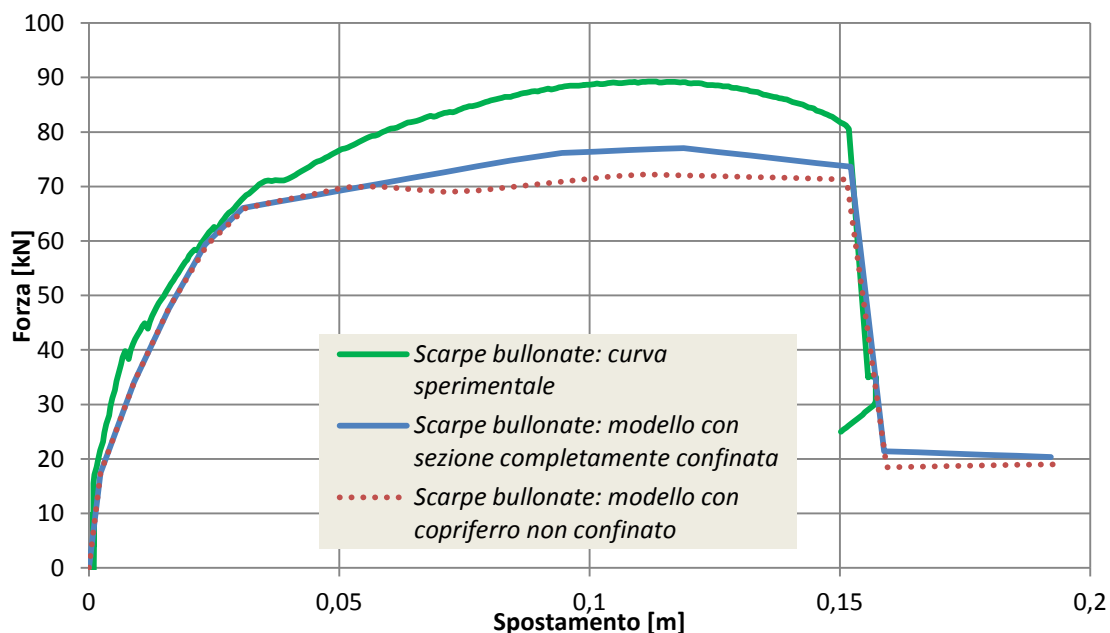


Figure 3.17 Diagramma forza-spostamento: confronto tra la curva sperimentale e i modelli numerici

Il modello costruito riesce a cogliere in maniera molto soddisfacente la variazione di rigidità iniziale e successivamente fessurata fino a raggiungere lo snervamento (raggiunto ad un valore di forza leggermente inferiore rispetto a quello sperimentale, rispettivamente 69,94 e 66,06 kN, ma comunque accettabile). Il tratto incrudente e il successivo tratto decrescente fino alla rottura, ricalcano l'andamento sperimentale ma raggiungendo dei valori di forza inferiori.

La lunghezza di cerniera plastica considerata per costruire questo modello è maggiore di due volte il diametro rispetto a quella proposta inizialmente poiché rappresenta meglio l'andamento reale, infatti in questo modo la rottura del modello coincide con quella sperimentale. Questa lunghezza di cerniera plastica non è ammissibile però per la prova ciclica, in cui considereremo la lunghezza proposta in tabella 3.3.

### 3.5.2.2 Barre sporgenti post-inserite

Basandosi sul modello realizzato per le scarpe bullonate si è costruito un modello analogo utilizzando il legame momento – rotazione della sezione critica della connessione con barre sporgenti post-inserite. In questo caso i ferri sono  $8\phi 16$ . In figura 3.18 si riporta il grafico di momento – rotazione della sezione.

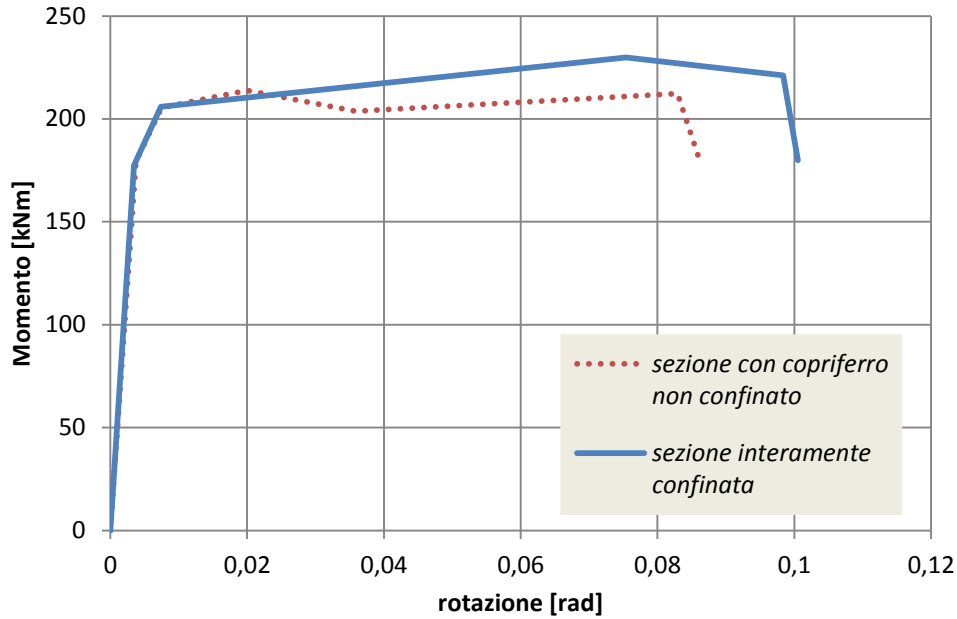


Figure 3.18 Diagramma momento-rotazione della sezione con barre sporgenti post-inserite

In figura 3.19 sono riportati i risultati della prova in termini di forza – spostamento.

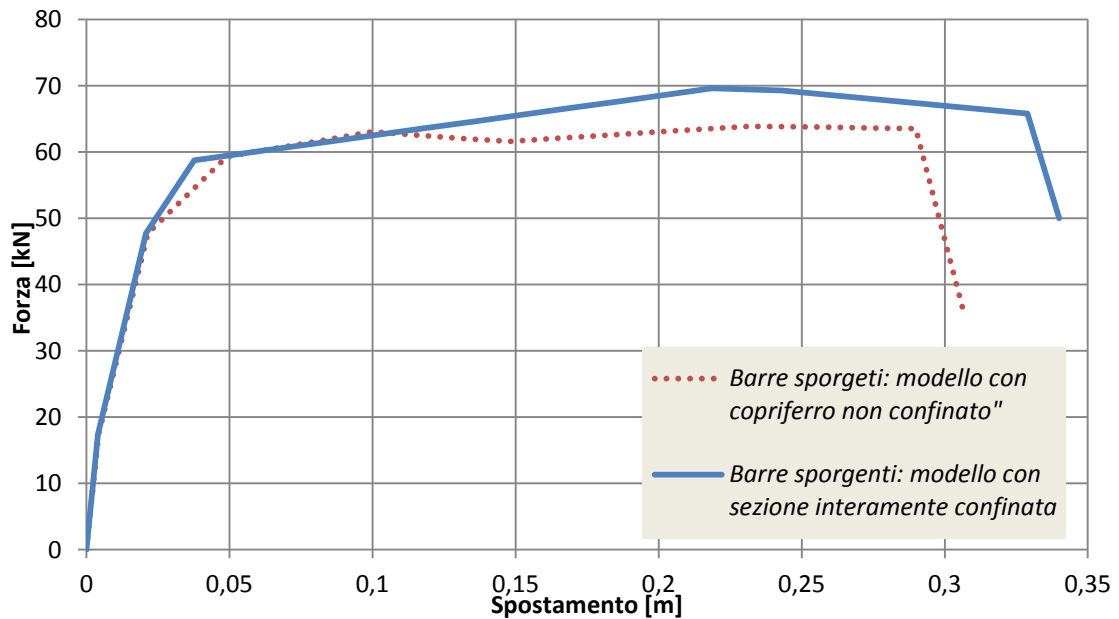


Figure 3.19 Diagramma forza-spostamento della connessione con barre sporgenti post-inserite ottenuta col modello numerico

Il modello per la connessione con barre sporgenti post-inserite mostra una resistenza minore ma una maggior duttilità, come atteso. La forza massima resistente raggiunta dalla connessione con barre sporgenti post-inserite è pari a 69,6kN contro i 89,2 kN delle scarpe bullonate. Questa connessione mostra però un tratto di plasticità molto esteso, da 0,05 m a 0,23 m.

### 3.5.2.3 Scarpe invertite

Si è costruito il modello anche per le scarpe invertite, anche in questo caso la sezione è armata con  $8\phi 16$ . In figura 3.20 si riporta il diagramma momento-rotazione utilizzato per descrivere il comportamento non lineare del link alla base.

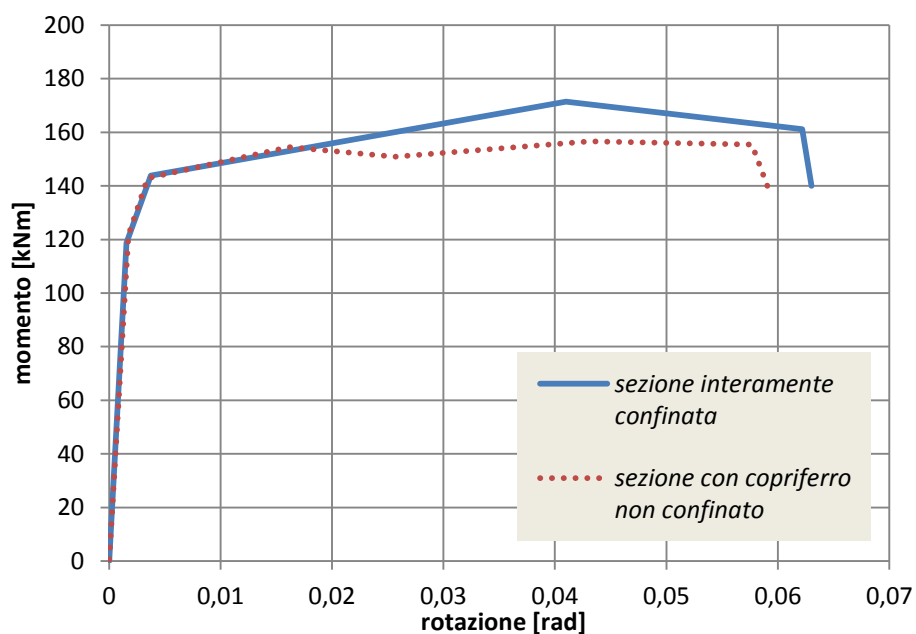


Figure 3.20 Diagramma momento-rotazione per le scarpe invertite

In figura 3.21 sono riportati i risultati della prova in termini di forza – spostamento.

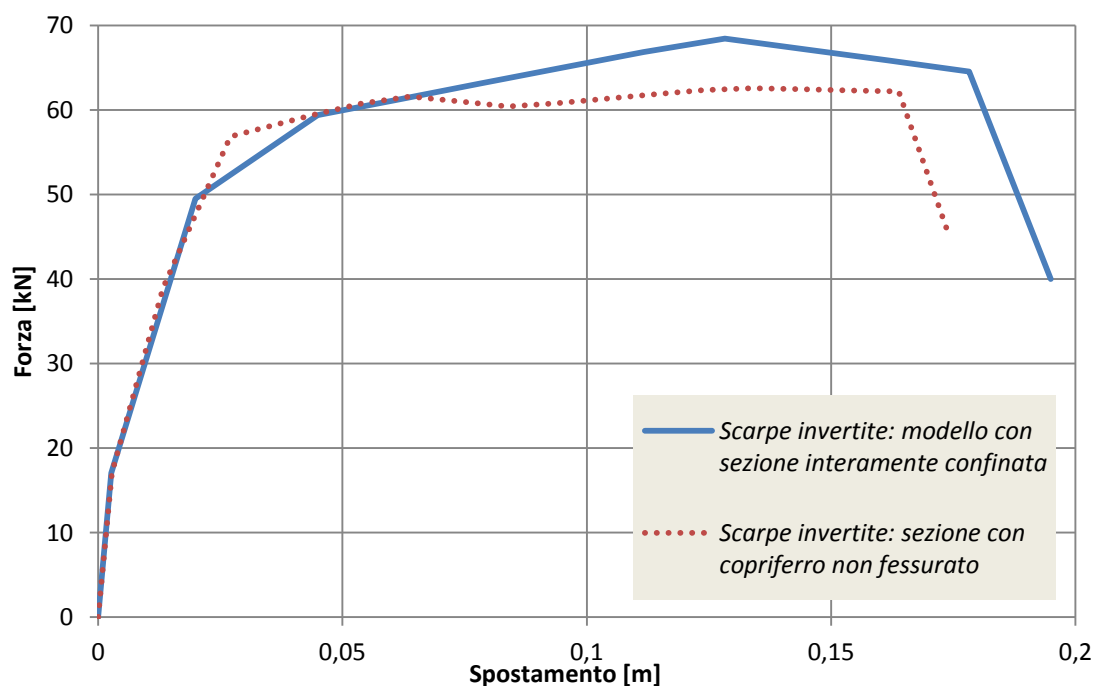


Figure 3.21 Diagramma forza-spostamento della connessione con scarpe invertite

Le scarpe invertite raggiungono una forza pari a quella delle barre sporgenti post-inserite come previsto ma con un tratto plastico minore: il picco è raggiunto per uno spostamento pari a 0,13 m contro i 0,24 delle barre sporgenti post-inserite. Questo è in accordo col fatto che l'unica differenza tra scarpe invertite e barre sporgenti post-inserite è la lunghezza di cerniera plastica.

#### 3.5.2.4 Accoppiatori

Nel caso del collegamento con accoppiatori la sezione di ancoraggio è armatura con  $8\phi 24$ . In figura 3.22 si riporta il grafico momento –rotazione della sezione e in figura 3.23 il risultato dei modelli.

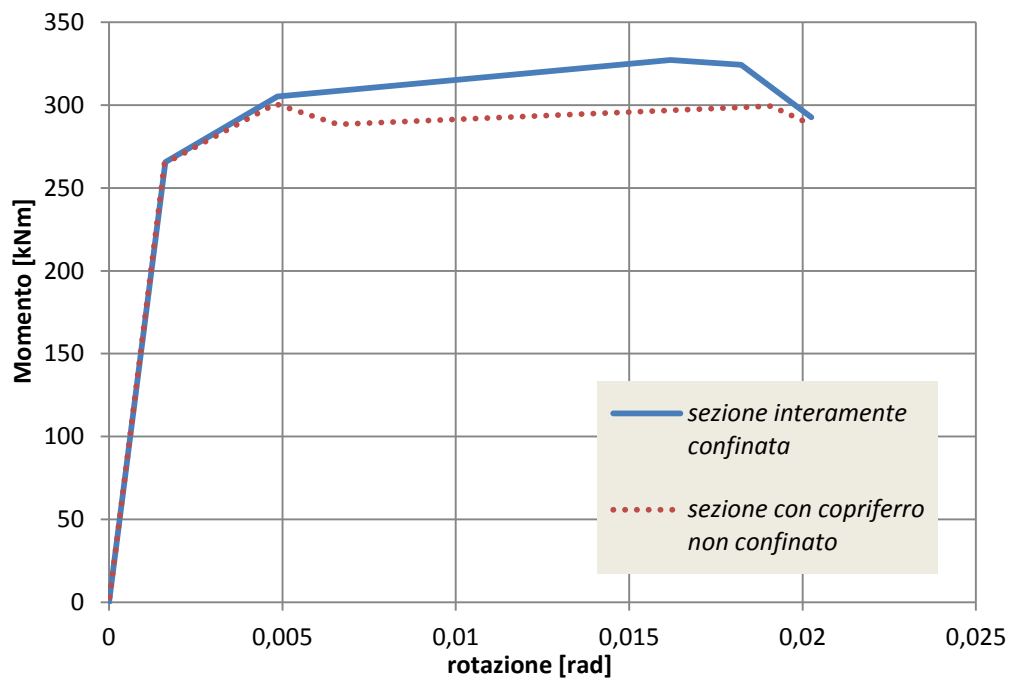


Figure 3.22 Grafico momento-rotazione della sezione di ancoraggio del sistema con accoppiatori

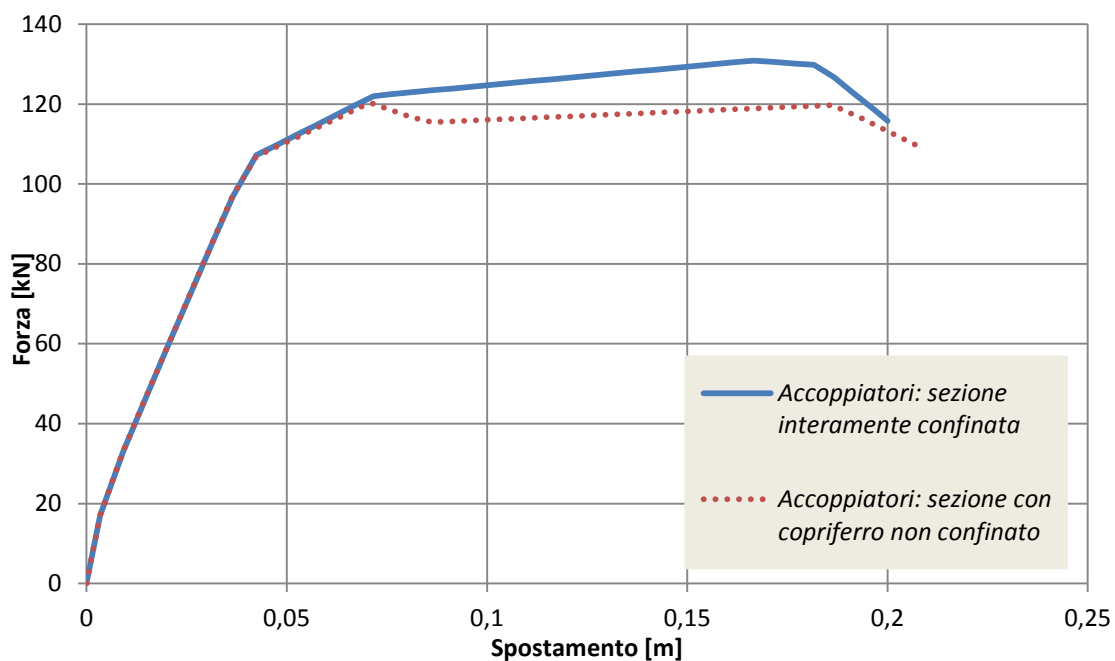


Figure 3.23 Grafico forza-spostamento del modello per gli accoppiatori

Come previsto gli accoppiatori raggiungono una elevata resistenza (133 kN, quasi il doppio delle barre sporgenti post-inserite essendo molto più armati) mantenendo una buona duttilità, infatti il tratto plastico si estende da 0,06 m a 0,18 m. La rottura avviene a spostamenti inferiori rispetto al caso con cerniera plastica analoga (barre sporgenti post-inserite) poiché si verifica la crisi del calcestruzzo in compressione e non la rottura delle barre di armatura tese.

### 3.5.2.5 Confronto dei risultati

In figura 3.24 si riportano gli andamenti in termini di forza-spostamento delle analisi pushover per tutte le diverse connessioni.

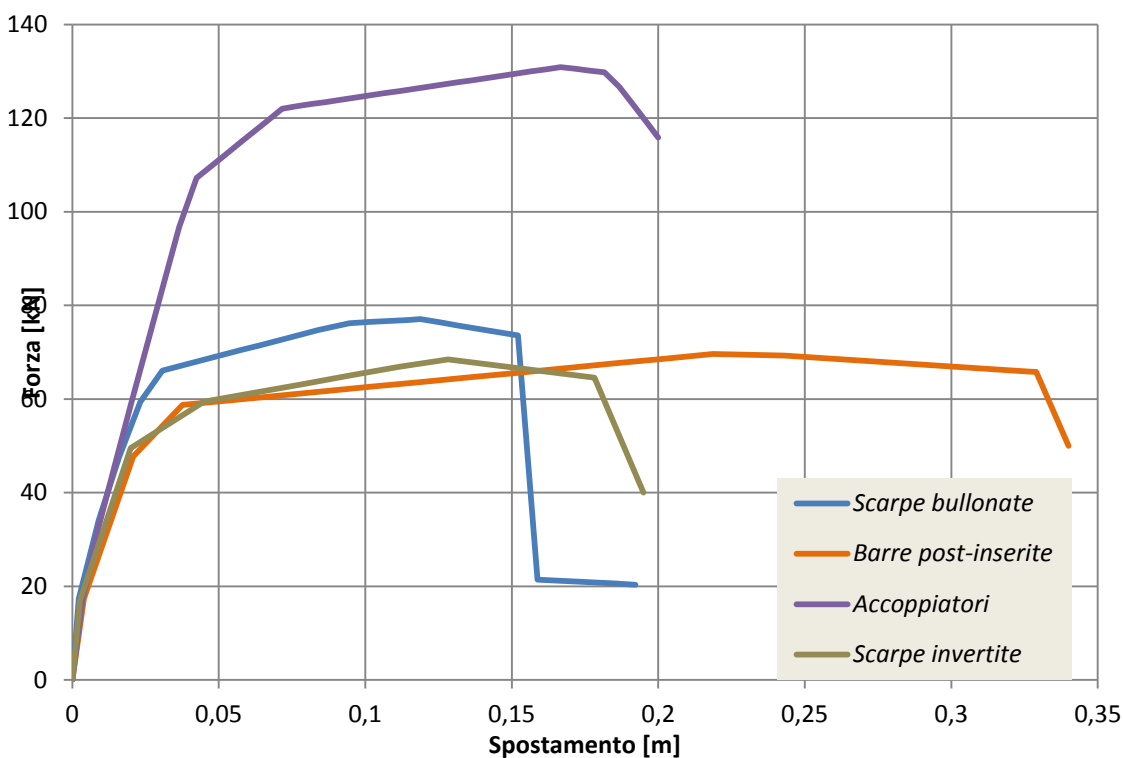


Figure 3.24 Confronto dei risultati in termini di forza-spostamento

Le connessioni con scarpe invertite e le barre sporgenti post-inserite mostrano un comportamento analogo, dovuto al fatto che la sezione critica è la medesima, ma sostanzialmente diverso in termini di duttilità.

Lo snervamento avviene circa a 0,03 m per tutte le connessioni tranne per gli accoppiatori che avviene leggermente dopo (a circa 0,05 m), ma accettabile in tutti i casi.

Il tratto plastico viene sviluppato maggiormente nella connessione con barre sporgenti post-inserite, dove raggiunge valori di spostamento anche doppi rispetto a tutte le altre connessioni. Questo è in accordo col fatto che le barre sporgenti post-inserite sono le connessioni con la lunghezza di cerniera plastica maggiore, e questo determina un tratto plastico più esteso.

La connessione con accoppiatori pur avendo un'analogia lunghezza efficace di cerniera plastica, presenta un tratto plastico meno esteso poiché il maggior rapporto geometrico

di armatura causa la rottura per collasso del cls in compressione invece che per la rottura delle barre tese.

## **3.6 ANALISI STATICA NON LINEARE: COMPORTAMENTO CICLICO**

### **3.6.1 Curva di inviluppo**

Per descrivere il comportamento ciclico dei collegamenti si è scelto di utilizzare un modello isteretico di tipo Pivot, il quale *“riesce a catturare il comportamento non-lineare del calcestruzzo armato in termini di forza-spostamento e momento-rotazione per prove cicliche sottoposte ad azione assiale tenendo anche conto della degradazione della resistenza durante il corso della prova”* (R.K. Dowell, F. Seible, E.L. Wilson, 1998 [19]). Questo metodo nasce da due osservazioni fondamentali. La prima riguarda il fatto che all'aumentare dei cicli, la rigidità di scarico diminuisce mentre la duttilità di spostamento aumenta. La seconda mostra che, seguendo un percorso non-lineare in una direzione, l'andamento forza-spostamento interseca la linea ideale della rigidità iniziale prima di raggiungere la forza di snervamento ideale. Per ottenere un'isteresi di tipo Pivot è necessario definire, a partire dai grafici sperimentali, i due punti di pinching (PP2 e PP4) e i due punti di Pivot (P1 e P4, punti in cui convergono tutte le rette di scarico dei cicli positivi e negativi). I punti di pinching e di Pivot vengono descritti in funzione del valore della forza di snervamento, i primi con coefficienti minori di 1 ( $\beta F_y$ ) mentre i secondi maggiori di 1 ( $\alpha F_y$ ). In questo modo però il modello non riconosce una rigidità iniziale minore che segue un andamento non-lineare. Per risolvere questo problema è stato introdotto un fattore  $\eta$  che permette di ruotare la linea di carico elastica. Nei casi in esame, dato che si tratta di link flessionali, il grafico a cui fare riferimento è ancora il momento-rotazione. In figura è mostrato lo schema generale del ciclo Pivot con in evidenza i punti di pinching e di Pivot.



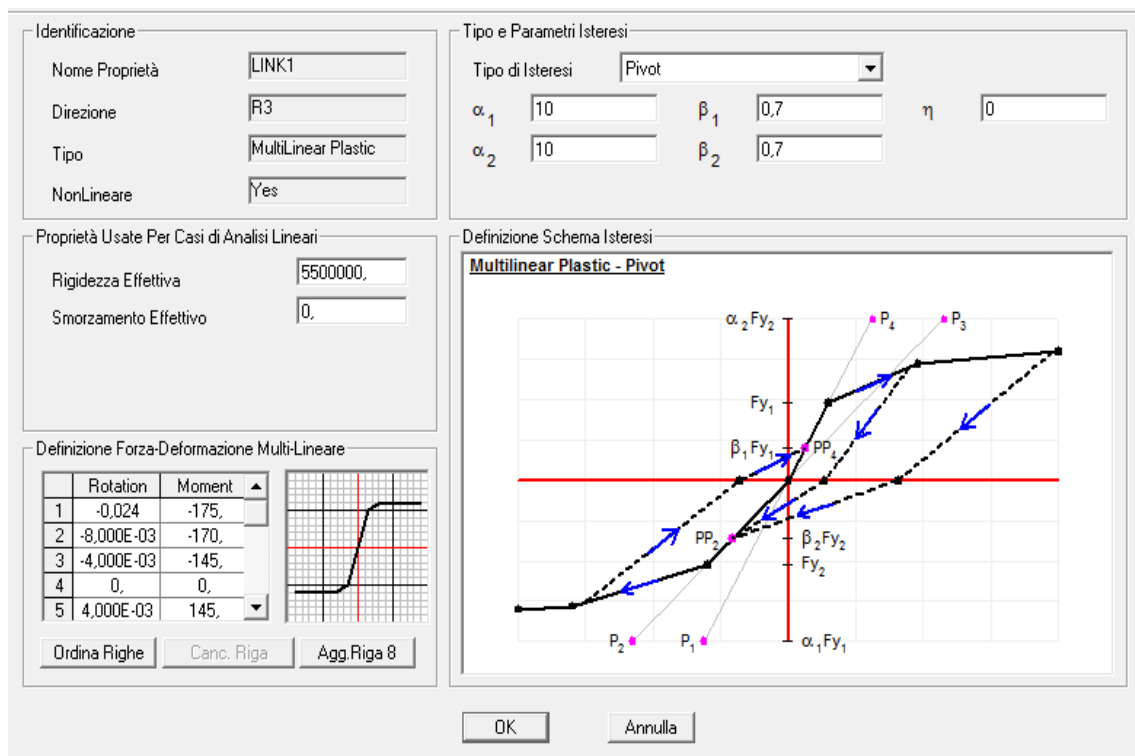


Figure 3.25 Comportamento isteretico del tipo Pivot dell'elemento link

Per la prova ciclica lo schema utilizzato per modellizzare il collegamento è del tutto analogo a quello della prova pushover, l'unica sostanziale differenza è che il carico di tipo SPOSTAMENTO segue una funzione di time-history propria per ogni connessione registrata durante la prova. I parametri inseriti sono il tempo e lo spostamento.

Non avendo a disposizione dalle prove sperimentali tutti i dati necessari per descrivere il legame momento-rotazione (a causa di possibili distaccamenti degli strumenti durante i test), dove necessario si è ricorso alla determinazione dei parametri  $\alpha$  e  $\beta$  con un metodo diverso.

Il parametro  $\beta$  è un rapporto che può essere estrapolato anche dal grafico forza-spostamento, infatti è il rapporto tra il momento a snervamento e il momento corrispondente alla coordinata del punto in cui le rette di scarico intersecano la retta di rigidità iniziale. Questo rapporto è deducibile analogamente dallo stesso rapporto calcolato sul grafico forza - spostamento.

Il parametro  $\alpha$  dipende esclusivamente dalla rotazione e quindi non è ricavabile da un altro grafico della prova. La sola prova da cui è stato possibile ricavare questo parametro è quella delle barre sporgenti post-inserite, quindi si è pensato ad un metodo

che permettesse di ricavare i parametri  $\alpha$  delle varie prove a partire da quello delle barre sporgenti post-inserite.

L'ipotesi di partenza per ricavare gli altri parametri  $\alpha$  è che il rapporto tra il parametro  $\alpha$  delle barre sporgenti post-inserite e quello di una qualsiasi altra prova è pari al rapporto tra le inclinazioni di scarico delle due prove ( sia in termini di Forza – Spostamento che di Momento – Rotazione).

$$\alpha_x : \alpha_{TB} = \gamma_x : \gamma_{TB} \rightarrow \alpha_x = \alpha_{TB} \cdot \gamma_x / \gamma_{TB} \quad *$$

Dove  $\alpha_x$  = Parametro Pivot della prova x da determinare [/]

$\alpha_{TB}$  = Parametro Pivot delle barre sporgenti post-inserite pari a 2 [/]

$\gamma_x$  = Angolo di inclinazione della retta di scarico (inclinazione media) della prova x (ricavabile graficamente da F –s o M- $\phi$ )

$\gamma_{TB}$  = Angolo di inclinazione della retta di scarico (inclinazione media) della prova con barre sporgenti post-inserite (ricavabile graficamente da F–s o M- $\phi$ )

Nel caso in esame è stato utilizzato il legame F-s. Di seguito si riportano i conti per il calcolo dell'inclinazione di scarico delle barre sporgenti post-inserite.

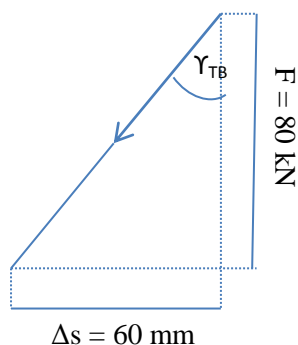


Figura 3.26 Calcolo dell'inclinazione di scarico media del grafico F-s delle barre sporgenti post-inserite

<b>INCLINAZIONE BARRE SPORGENTI POST-INSERITE</b>	
<b>Forza</b>	80 kN
<b><math>\Delta s</math></b>	60 mm
<b>tg <math>\gamma_{TB}</math></b>	0,75
<b><math>\gamma_{TB}</math></b>	0,643501 <sup>rad</sup>

Tabella 3.4 Angolo di inclinazione medio delle rette di scarico del grafico F-s delle barre sporgenti post-inserite

Allo stesso modo sono state calcolate le inclinazioni per tutte le prove e i relativi parametri  $\alpha$  utilizzati per modellare le prove cicliche.

	SCARPE BULLONATE	SCARPE INVERTITE	ACCOPIATORI
<i>Forza</i>	88 kN	75 kN	115 kN
$\Delta s$	48 mm	50 mm	48 mm
$tg \gamma_x$	0,545	0,666	0,417
$\gamma_x$	0,4993 <sup>rad</sup>	0,588 <sup>rad</sup>	0,395 <sup>rad</sup>
$\alpha_x$	1,55	2	6

*Tabella 3.5 Calcolo delle inclinazioni di scarico del grafico F-s di tutte le prove in esame*

### 3.6.2 Risultati delle analisi

#### 3.6.2.1 Barre sporgenti post-inserite

Dal grafico sperimentale momento-rotazione si sono ricavati i parametri necessari per poter dedurre  $\alpha$  e  $\beta$ . (riportati in tabella 3.6). Dato il comportamento della connessione è del tutto simmetrico i parametri  $\alpha$  e  $\beta$  sono i medesimi sia per i cicli negativi che per i cicli positivi.

CICLO POSITIVO		CICLO NEGATIVO	
$M_1 = 155$ kNm	$M_2 = 155$ kNm	$M_1 = -155$ kNm	$M_2 = -155$ kNm
$M_1\beta_1 = 57$ kNm	$M_2\beta_2 = 57$ kNm	$M_1\alpha_1 = -190$ kNm	$M_2\alpha_2 = -190$ kNm
$\beta_1 = 0,3$ /	$\beta_2 = 0,3$ /	$\alpha_1 = 1,2$ /	$\alpha_2 = 1,2$ /

Tabella 3.6 Valori ricavati dal grafico  $M-\theta$  delle barre sporgenti post-inserite per il calcolo di  $\alpha$  e  $\beta$

In figura 3.27 è riportato il diagramma momento-rotazione utilizzato per descrivere il comportamento non-lineare.

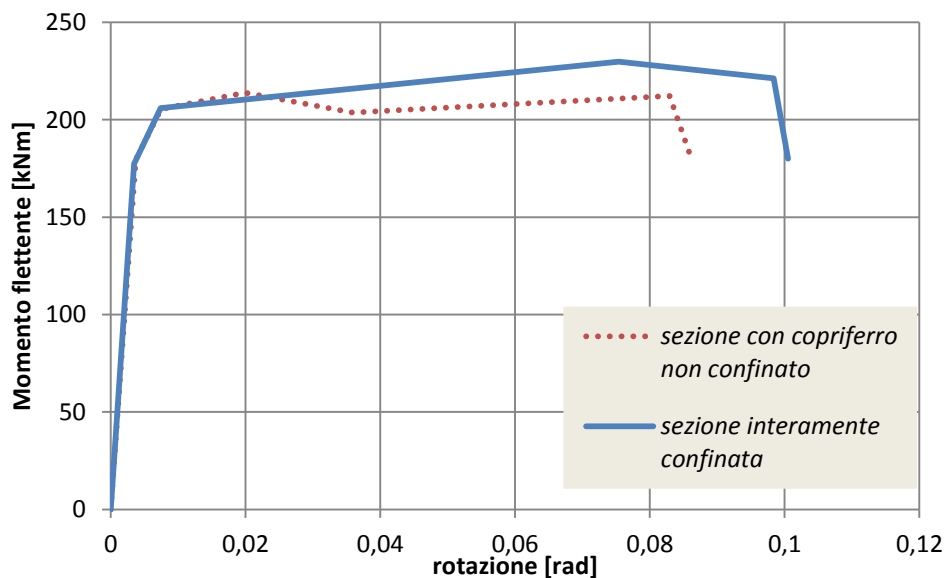


Figure 3.27 Diagramma momento-rotazione della sezione critica delle barre sporgenti post-inserite con  $N = 380kN$

Di seguito si riporta il grafico ottenuto con il modello numerico in termini di forza - spostamento a confronto con la curva sperimentale. Nel caso delle barre sporgenti post-inserite i valori di resistenza dell'acciaio utilizzati sono quelli medi poiché è stata fatta una prova di trazione sulle barre di armatura e quindi si hanno a disposizione i dati.

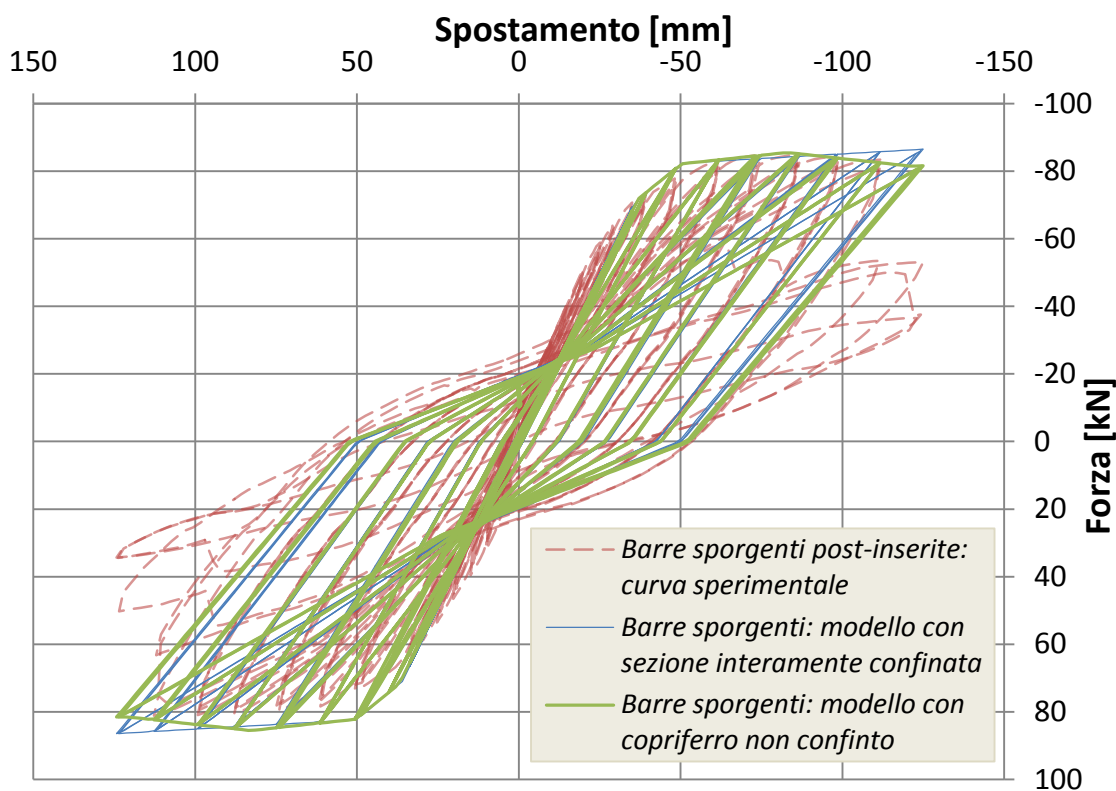


Figure 3.28 Diagramma Forza -Spostamento della curva sperimentale e del modello costruito in SAP per le barre sporgenti post-inserite

Dal grafico in figura 3.28 si può vedere che le rette di scarico del modello (governate dal parametro  $\alpha$ ) seguono quelle sperimentali e che il punto di pinching (governato dal parametro  $\beta$ ) si sovrappone con quello sperimentale.

L'effetto del pilastro già completamente fessurata anche all'inizio della prova si nota dal fatto che il modello ha una rigidezza iniziale minore di quella sperimentale (come ci si aspettava). Questo comportamento è una approssimazione necessaria per poter costruire il modello. Se si costruisse un modello con il pilastro non fessurata (esattamente l'opposto di ciò che è stato fatto in questi modelli) sarebbe la curva sperimentale ad avere una rigidezza iniziale molto inferiore al modello. Il comportamento reale della connessione sta nel mezzo tra queste due configurazioni.

L'estensione della cerniera plastica dovrebbe portare ad una grande duttilità di spostamento, mentre si è riscontrata la rottura delle barre al 4,5% di spostamento, a causa della prematura rottura dello spezzone in corrispondenza dell'interfaccia indebolito con la boccola. Per questo motivo il modello non raggiunge la rottura, poiché non tiene conto dell'indebolimento dovuto all'inserimento delle boccole.

Il modello che tiene conto della sezione di copriferro non confinata riesce a cogliere in maniera più precisa la curva sperimentale, infatti raggiunge il massimo di resistenza e inizia a decrescere. Questo significa che considerare la fascia del copriferro come non confinata descrive in maniera più realistica il comportamento sperimentale.

### 3.6.2.2 Scarpe bullonate invertite

Con il metodo descritto nel paragrafo 3.1.1 si sono dedotti i parametri  $\alpha$  e  $\beta$  (riportati in tabella 3.7). Dato il comportamento della connessione è del tutto simmetrico i parametri  $\alpha$  e  $\beta$  sono i medesimi sia per i cicli negativi che per i cicli positivi.

PARAMETRI ISTERETICI		
$\alpha = 2$	$\beta = 0,45$	$\eta = 20$

Tabella 3.7 Parametrici isteretici per le scarpe invertite

In figura 3.29 è riportato il diagramma momento-rotazione utilizzato per descrivere il comportamento non-lineare.

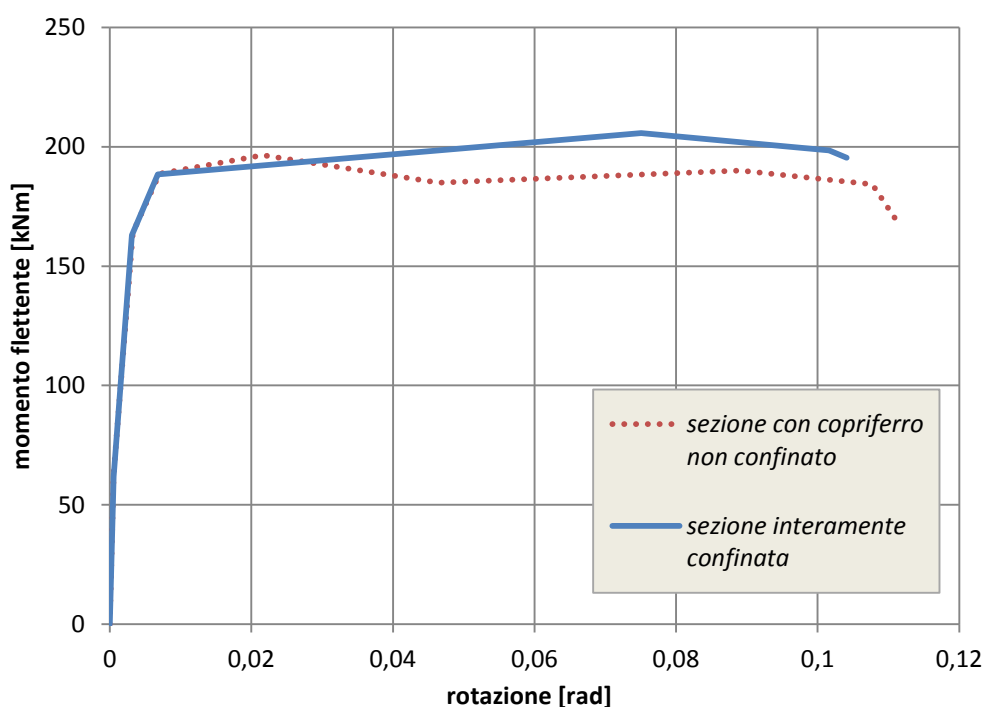


Figure 3.29 Diagramma momento-rotazione per le scarpe invertite con  $N = 38 t$

Di seguito si riporta il grafico ottenuto con il modello numerico in termini di forza - spostamento a confronto con la curva sperimentale. Anche nel caso delle scarpe invertite i valori di resistenza dell'acciaio utilizzati sono quelli medi.

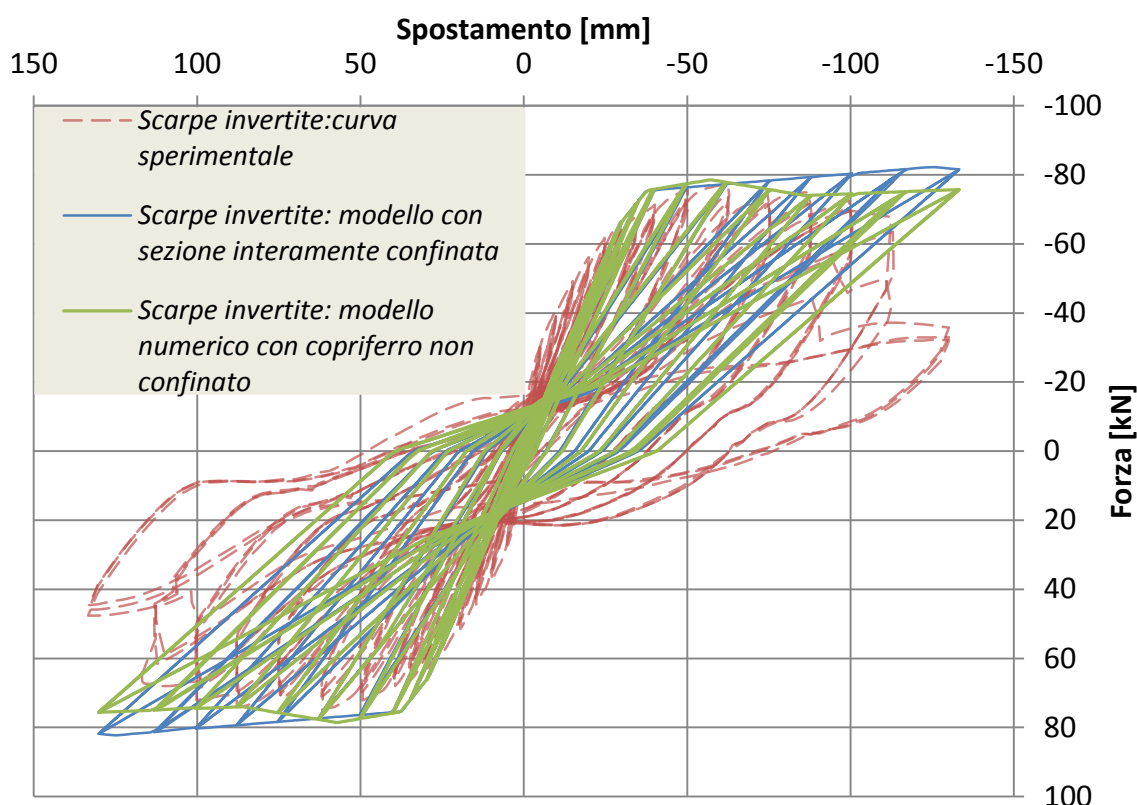


Figure 3.30 Diagramma forza-spostamento per le scarpe invertite

Dal grafico 3.30 si può vedere che le rette di scarico del modello (governate dal parametro  $\alpha$ ) seguono quelle sperimentali e che il punto di pinching (governato dal parametro  $\beta$ ) si sovrappone con quello sperimentale. Anche la fase di snervamento è colta perfettamente dal modello.

Anche in questo caso l'effetto del pilastro già completamente fessurato anche all'inizio della prova si nota dal fatto che il modello ha una rigidezza iniziale minore di quella sperimentale (come ci si aspettava).

Il modello non raggiunge la rottura poiché sperimentalmente si è verificata la rottura nel meccanismo di ancoraggio alla base non sufficientemente sovra-dimensionato.

Il modello che tiene conto della sezione di copriferro non confinata riesce a cogliere in maniera più precisa la curva sperimentale, infatti raggiunge il massimo di resistenza e inizia a decrescere. Questo significa che considerare la fascia del copriferro come non confinata descrive in maniera più realistica il comportamento sperimentale. Il grande numero di cicli intrapresi nella prova sperimentale ha probabilmente causato un danneggiamento precoce nel copriferro non confinato.

### 3.6.2.3 Accoppiatori

Nel caso del collegamento con accoppiatori il modulo di elasticità del calcestruzzo dell'elemento pilastro è doppio rispetto alle altre connessioni, poiché l'armatura è doppia rispetto a quella delle altre connessioni. In tabella 3.9 sono riportati i parametri isteretici utilizzati per descrivere il comportamento non lineare.

PARAMETRI ISTERETICI		
$\alpha = 6$	$\beta = 0,6$	$\eta = 20$

Tabella 3.8 Parametri isteretici per gli accoppiatori

In figura 3.31 è riportato il diagramma momento-rotazione utilizzato per descrivere il comportamento non-lineare.

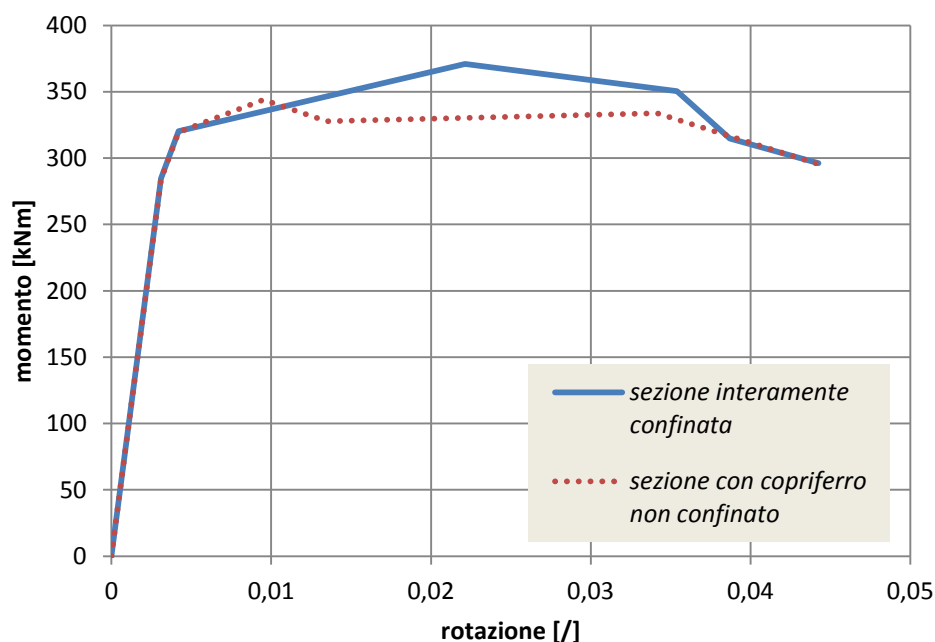


Figure 3.31 Diagramma momento-rotazione della sezione critica degli accoppiatori

In figura 3.32 si riporta il grafico ottenuto con il modello numerico in termini di forza - spostamento a confronto con la curva sperimentale. Per gli accoppiatori i valori di resistenza dell'acciaio sono quelli caratteristici.



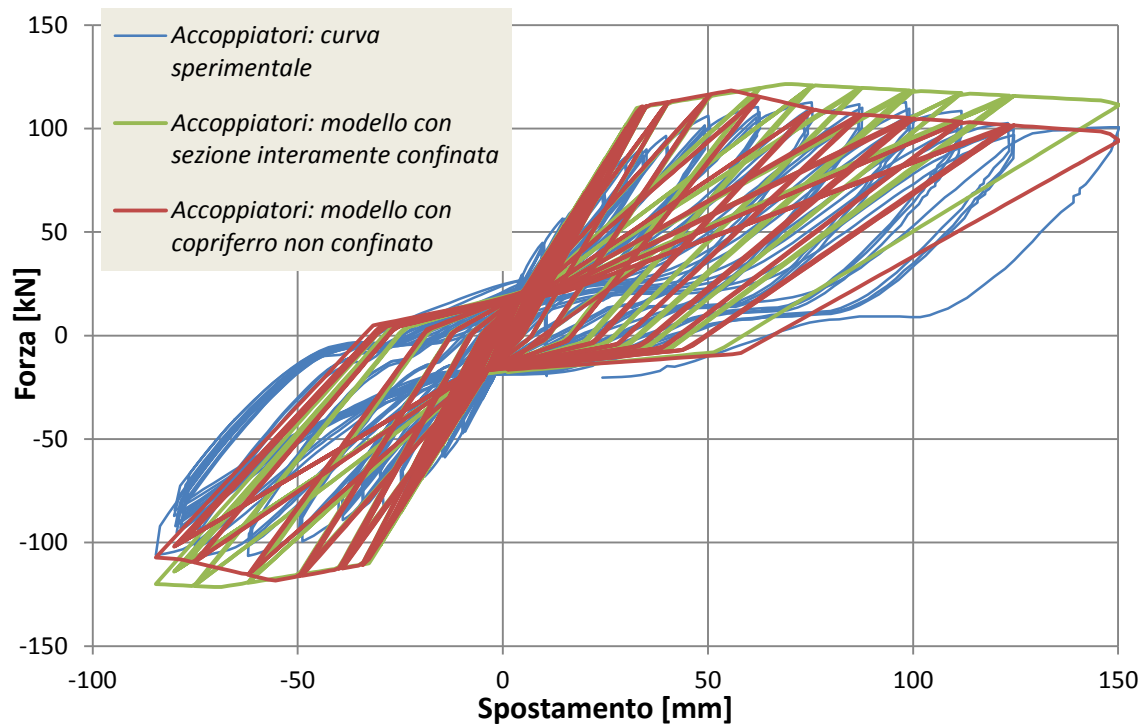


Figure 3.31 Diagramma forza-spostamento per la connessione con accoppiatori

Dal grafico si può vedere che le rette di scarico del modello (governate dal parametro  $\alpha$ ) seguono quelle sperimentali e che il punto di pinching (governato dal parametro  $\beta$ ) si sovrappone con quello sperimentale.

Anche in questo caso l'effetto del pilastro già completamente fessurata anche all'inizio della prova si nota dal fatto che il modello ha una rigidezza iniziale minore di quella sperimentale (come ci si aspettava).

Il modello riesce a cogliere in maniera soddisfacente l'andamento sperimentale fino a raggiunge la rottura esattamente come durante il test. La resistenza massima raggiunta dal modello è leggermente sovra-stimata rispetto a quella sperimentale in fase pre-spalling.

Il grande numero di cicli intrapresi nella prova sperimentale ha probabilmente causato un danneggiamento precoce nel copriferro non confinato.

#### 3.6.2.4 Scarpe bullonate

Con il metodo descritto nel paragrafo 3.1.1 si sono dedotti i parametri  $\alpha$  e  $\beta$  (riportati in tabella 3.10). Dato il comportamento della connessione è del tutto simmetrico i parametri  $\alpha$  e  $\beta$  sono i medesimi sia per i cicli negativi che per i cicli positivi.

PARAMETRI ISTERETICI		
$\alpha = 1,55$	$\beta = 0,4$	$\eta = 100$

Tabella 3.9 Parametri isteretici per le scarpe bullonate

In figura 3.32 è riportato il diagramma momento-rotazione utilizzato per descrivere il comportamento non-lineare.

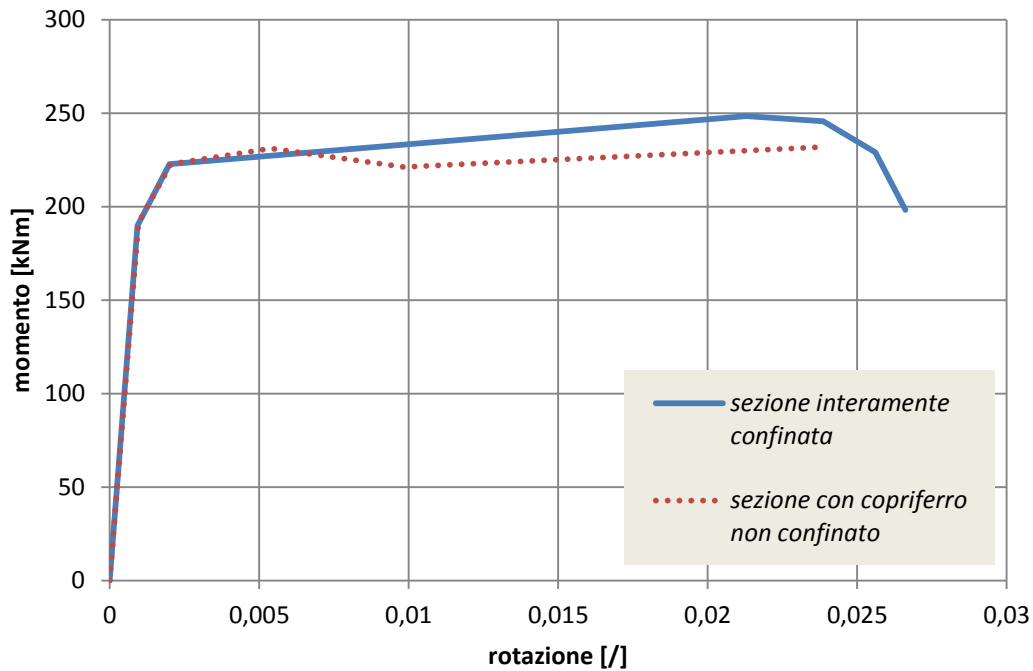


Figure 3.32 Diagramma momento - rotazione della sezione critica delle scarpe bullonate

In figura 3.33 si riporta il grafico ottenuto con il modello numerico in termini di forza - spostamento a confronto con la curva sperimentale. Per le scarpe bullonate i valori di resistenza dell'acciaio sono quelli medi.

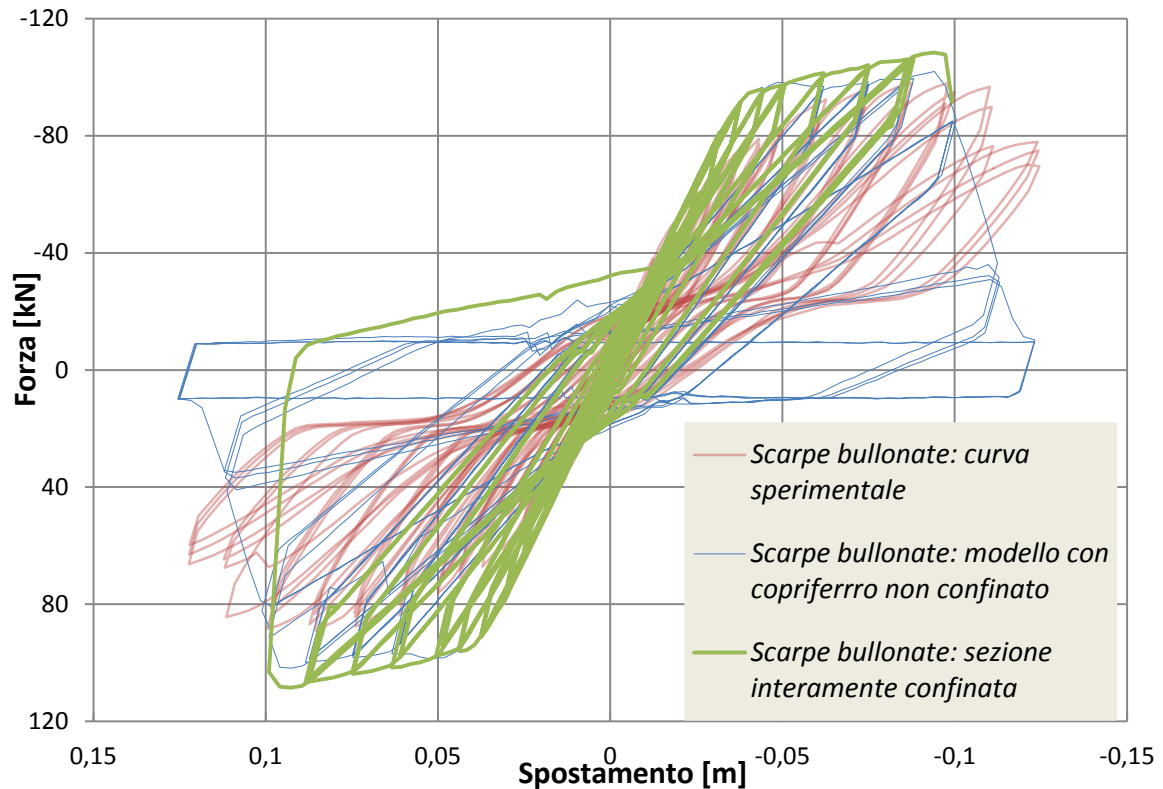


Figure 3.33 Diagramma forza-spostamento per le connessioni scarpe bullonate

Dal grafico si può vedere che le rette di scarico del modello (governate dal parametro  $\alpha$ ) seguono quelle sperimentali e che il punto di pinching (governato dal parametro  $\beta$ ) si sovrappone con quello sperimentale.

Anche in questo caso l'effetto del pilastro già completamente fessurato anche all'inizio della prova si nota dal fatto che il modello ha una rigidezza iniziale minore di quella sperimentale (come ci si aspettava).

Il comportamento è colto molto bene dall'analisi, che raggiunge la rottura, similmente al nel caso sperimentale.

Il grande numero di cicli intrapresi nella prova sperimentale ha probabilmente causato un danneggiamento precoce nel copriferro non confinato.

In tabella 3.10 sono riassunti i parametri utilizzati all'interno dei modelli delle diverse connessioni per descrivere il ciclo Pivot.

	$\alpha$	$\beta$
Barre sporgenti post-inserite	1,2	0,3
Scarpe invertite	2	0,45
Accoppiatori	6	0,6
Scarpe bullonate	1,55	0,4

*Tabella 3.10 Confronto dei parametri isteretici delle diverse connessioni*

# **4. COMPORTAMENTO SISMICO DI UNA STRUTTURA MULTIPIANO CON DIVERSE TIPOLOGIE DI CONNESSIONE PILASTRO-FONDAZIONE**

## **4.1 ANALISI SPERIMENTALE DI UNA STRUTTURA PREFABBRICATA MULTIPIANO**

### **4.1.1 *Caratteristiche del prototipo***

L'edificio oggetto di studio è una struttura di tre piani fuori terra ad assetto variabile realizzata totalmente con elementi prefabbricati. La scelta è ricaduta su di esso poiché è stato costruito appositamente in un laboratorio di prova a Ispra per essere testato dal punto di vista sismico e quindi si hanno a disposizione tutti i dati monitorati durante il test. In questo modo è possibile confrontare i dati ottenuti dal comportamento reale dell'edificio con i risultati ricavati dalla modellazione numerica.

Il calcestruzzo utilizzato è del tipo C 45/55 e l'acciaio per le armature B450C. Di seguito si riportano le piante dei tre piani e due sezioni: il primo piano è realizzato con tegoli scatolari affiancati (TS001), il secondo con tegoli a  $\pi$  (TT001) e il terzo ancora con tegoli scatolari ma non continui. Per poter permettere il camminamento sulla copertura sono state inserite delle lamiere grecate tra un elemento e l'altro. L'altezza netta di interpiano è pari a 3,10 m per il piano terra mentre per gli altri due piani è di 2,80 m. La maglia strutturale è regolare con luce libera tra i pilastri di 7 m.



Figure 4.1 Edificio costruito nel laboratorio di Ispra

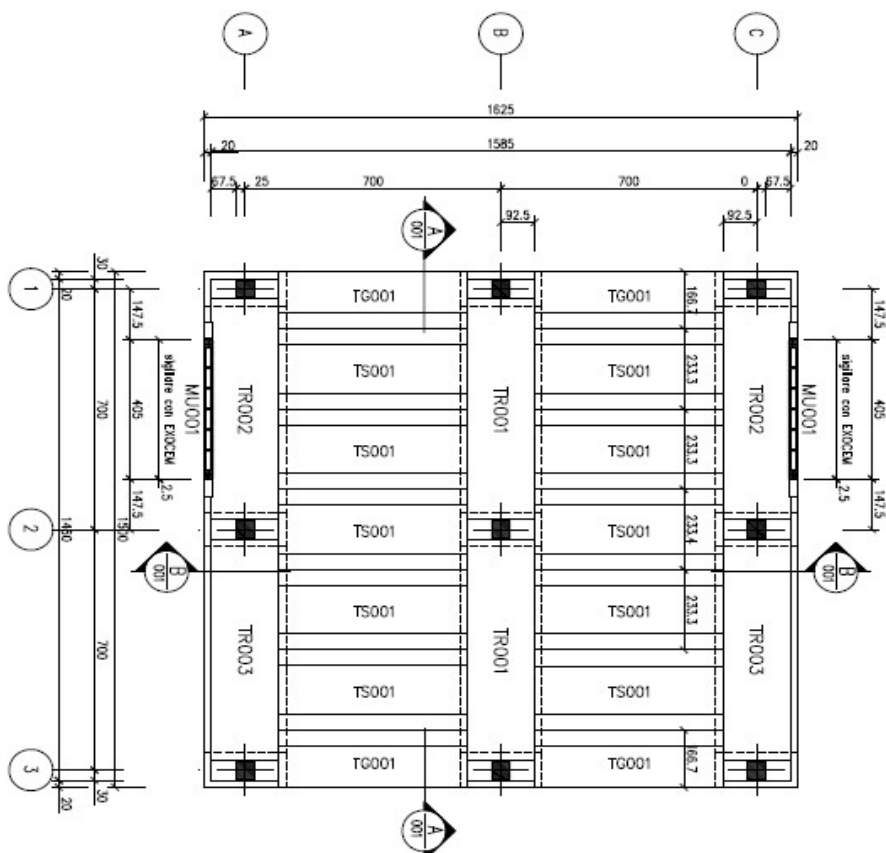


Figure 4.2 Pianta del piano 1°

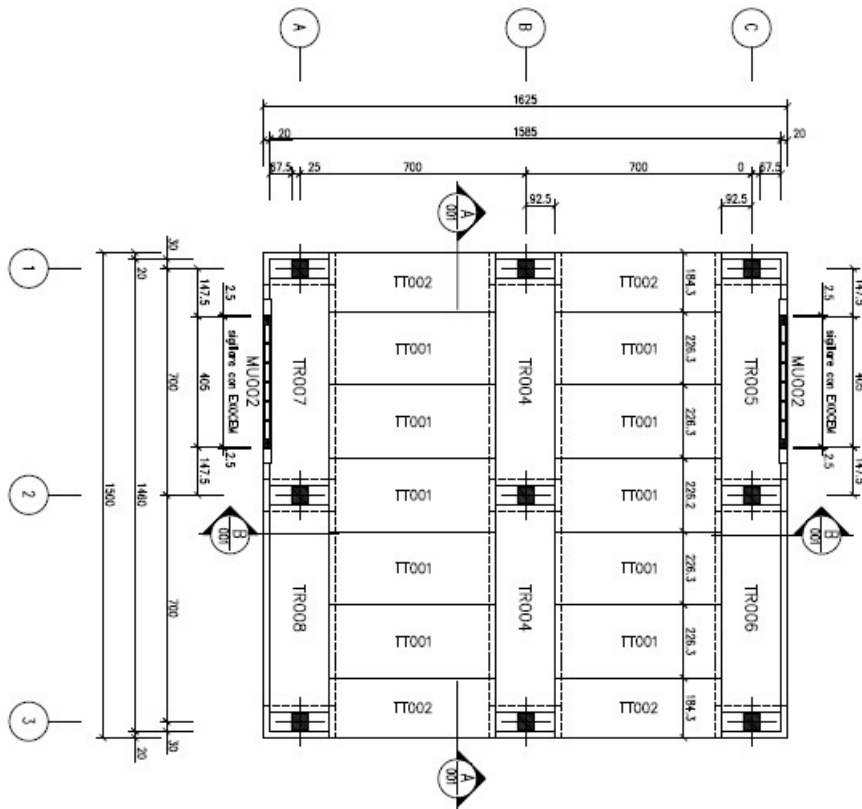


Figure 4.3 Pianta del piano 2°

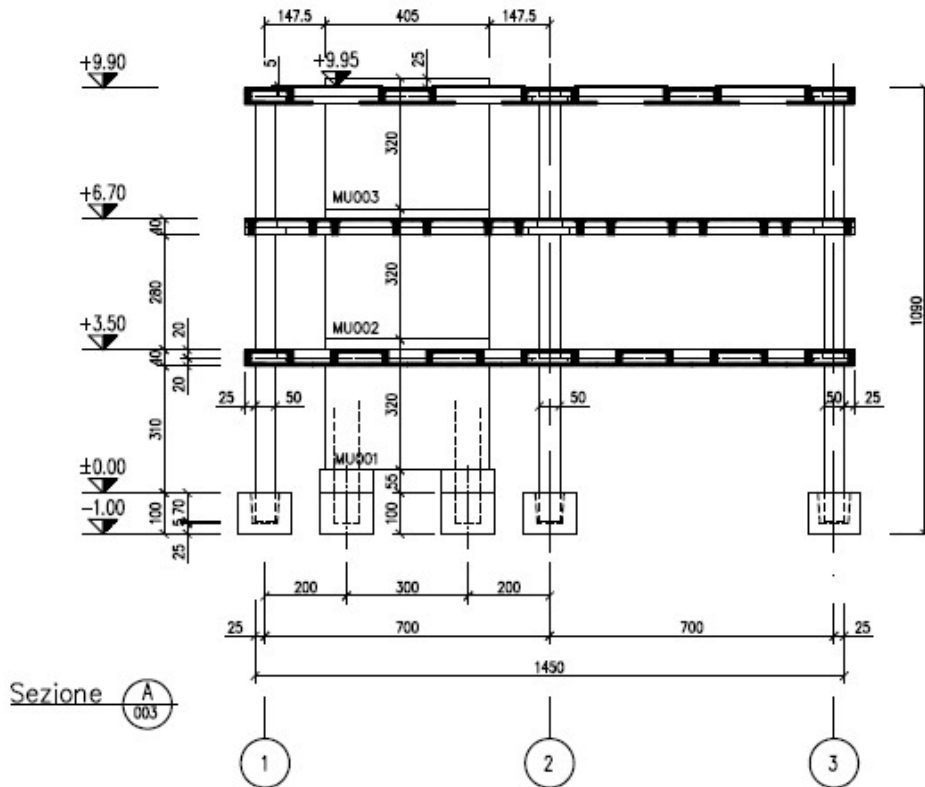


Figure 4.4 Sezione A-A' dell'edificio

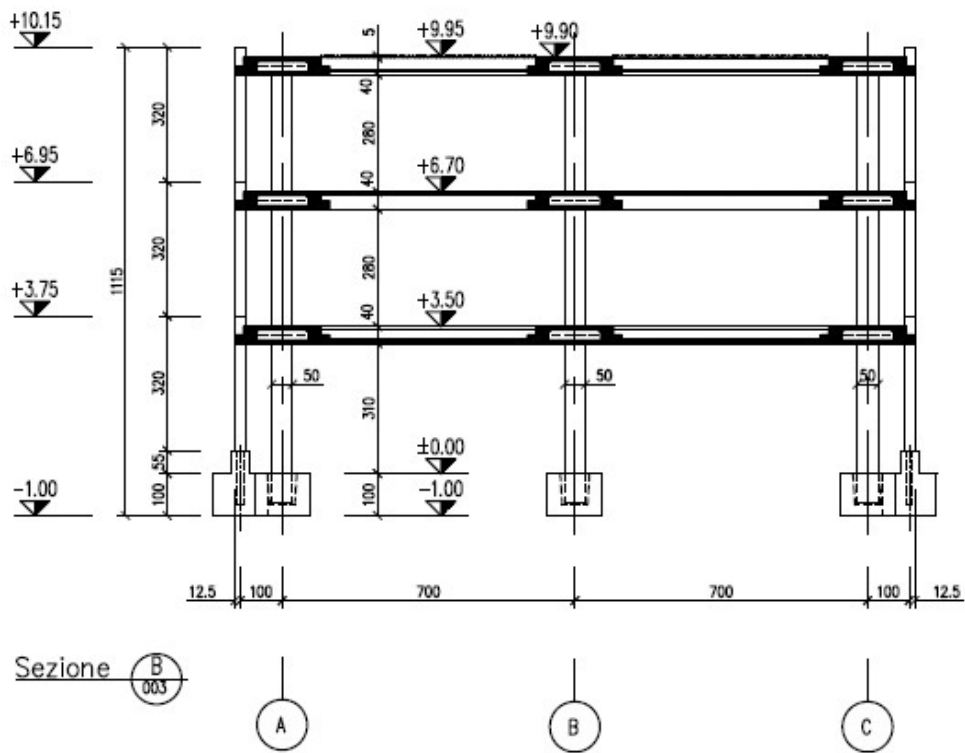


Figure 4.5 Sezione B-B' dell'edificio

I pilastri sono elementi prefabbricati pluripiano con sezione 50cm x 50cm armati con 8 $\phi$ 20 di altezza 10,6 m. Sono provvisti di capitello per l'appoggio della trave di dimensioni 1m x 2,25 m.

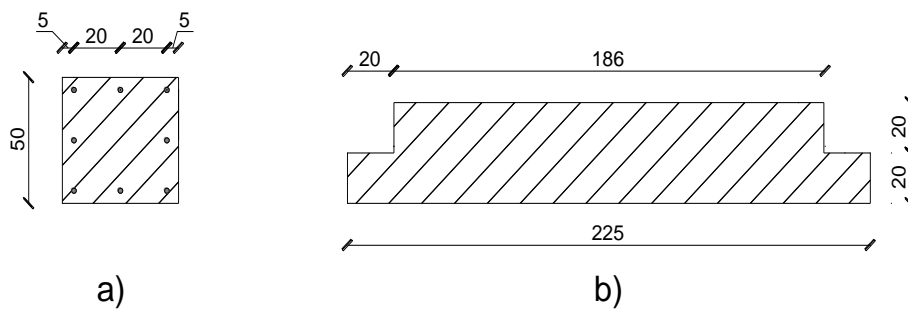


Figure 4.6 a)sezione corrente del pilastro multipiano b)sezione del capitello

Le travi sono delle T rovesce forate per essere più leggere, hanno altezza di 0,4 m e larghezza 2,25 m.



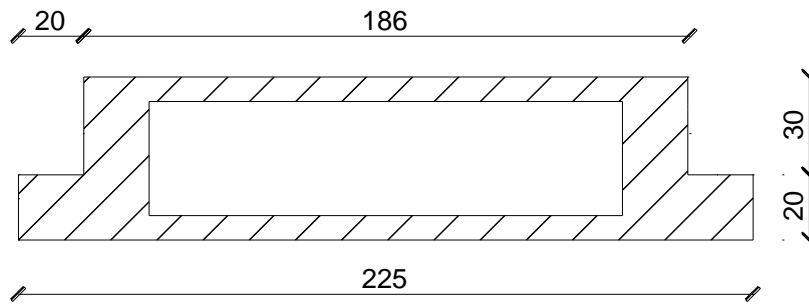


Figure 4.7 Sezione delle travi a T rovesce forate

I tegoli sono di due tipi, uno scatolare alleggerito con polistirolo di larghezza 2,328 m e altezza 0,4 m e l'altro a  $\pi$  di larghezza 2,258 m e altezza 0,4 m.

#### 4.1.2 Prove pseudo-dinamiche

L'edificio di Ispra è stato testato con un'analisi di tipo pseudo-dinamico ovvero un tipo di analisi che determina la massima forzante sismica attraverso l'analisi dinamica e l'assume applicata in modo statico sulla struttura.

L'accelerogramma inserito nel modello è il medesimo che è stato imposto alla struttura in laboratorio, come mostrato in figura 4.8.

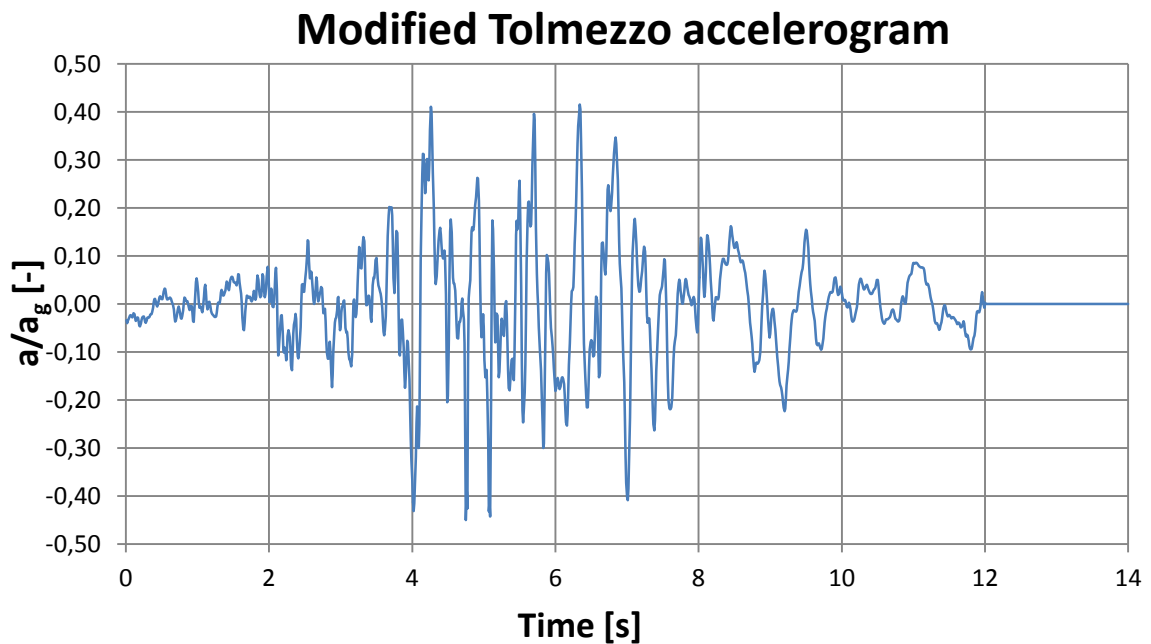
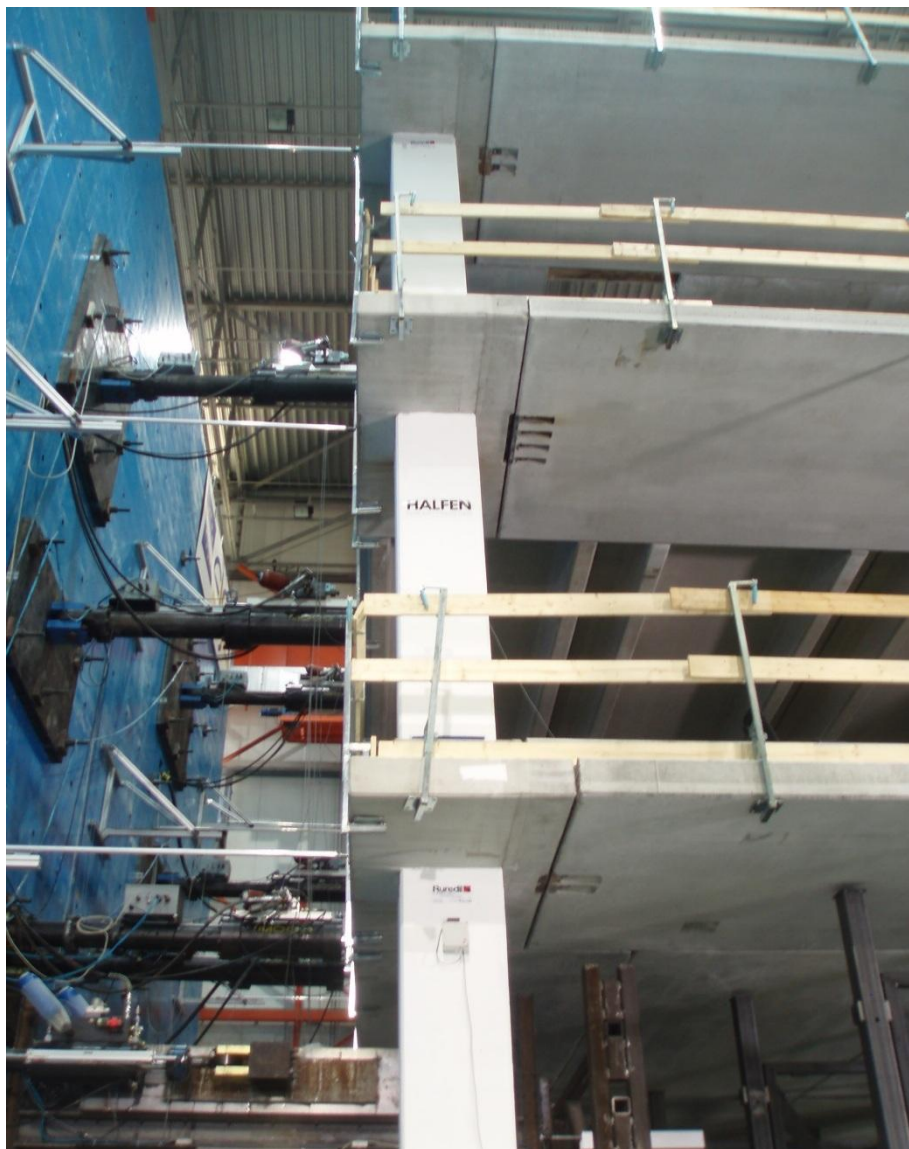


Figure 4.8 Accelerogramma utilizzato per validare il modello



*Figure 4.9 Edificio di Ispra: in evidenza il muro di contrasto e i martinetti idraulici*

In figura 4.10 si riportano gli spostamenti di piano raggiunti dalla struttura durante la prova in laboratorio. Il massimo spostamento raggiunto in sommità è pari a 20,8 cm raggiunto a 9,5 secondi.

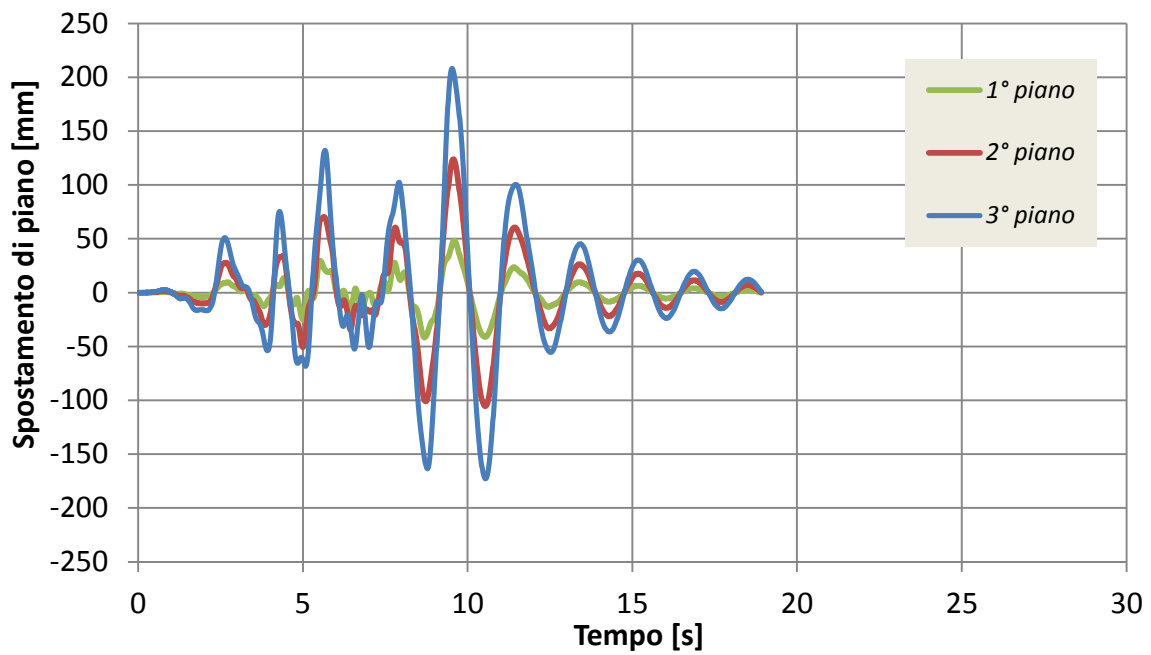


Figure 4.10 Spostamenti di piano ottenuti dal test sperimentale

In figura 4.11 è riportato l'andamento del drift (calcolato sugli spostamenti in sommità) in funzione del taglio alla base. Il drift massimo è pari al 2,26%.

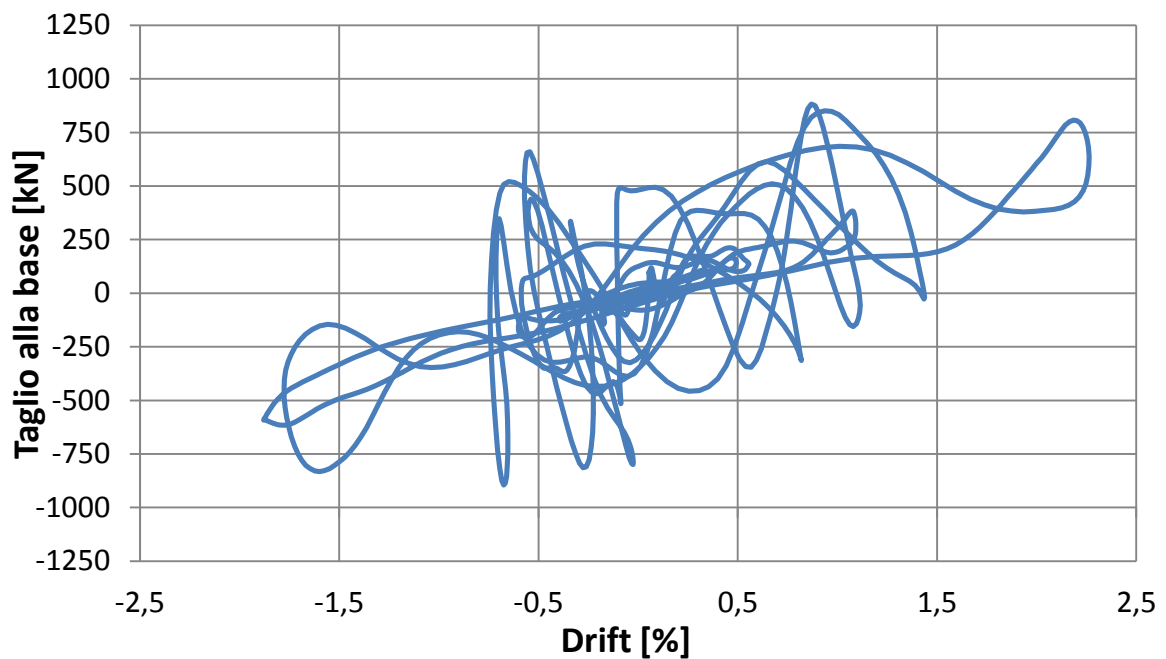


Figure 4.11 Andamento del drift rispetto al taglio alla base ottenuti dal test sperimentale

## 4.2 **MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA**

### 4.2.1 **Struttura**

Le strutture di elevazione verticale sono state modellate esattamente come per le prove cicliche, ovvero come una mensola incastrata alla base con un link flessionale nella connessione pilastro-fondazione. I pilastri del primo piano sono suddivisi in 10 conci da 0,31 m mentre quelli dei restanti due piani in 5 conci da 0,56 m. Come richiesto da Normativa (EC8 4.3.1) la rigidezza dei pilastri è stata dimezzata ( $E = E/2$ ). Le proprietà dei link flessionali sono differenti a seconda del pilastro considerato, infatti i pilastri sono soggetti a diverse forze assiali e quindi il legame momento-rotazione della sezione della colonna varia. Nello specifico ci sarà un valore di forza assiale per i pilastri negli angoli, uno per il pilastro centrale, uno per i pilastri perimetrali dove poggia una trave sola e uno per i pilastri perimetrali dove poggiano due travi. I valori sono riportati in tabella 4.1.

	<b>P1 corner</b>	<b>P2 central</b>	<b>P3 1beam</b>	<b>P4 2beam</b>
<b>N [kN]</b>	312 kN	784 kN	460 kN	507 kN

*Tabella 4.1 Forza assiale agente sui pilastri dell'edificio*

Per quanto riguarda le strutture orizzontali invece il capitello è schematizzato come una mensola incastrata al pilastro e la trave è incernierata al capitello. I tegoli sono anch'essi incernierati alle travi.

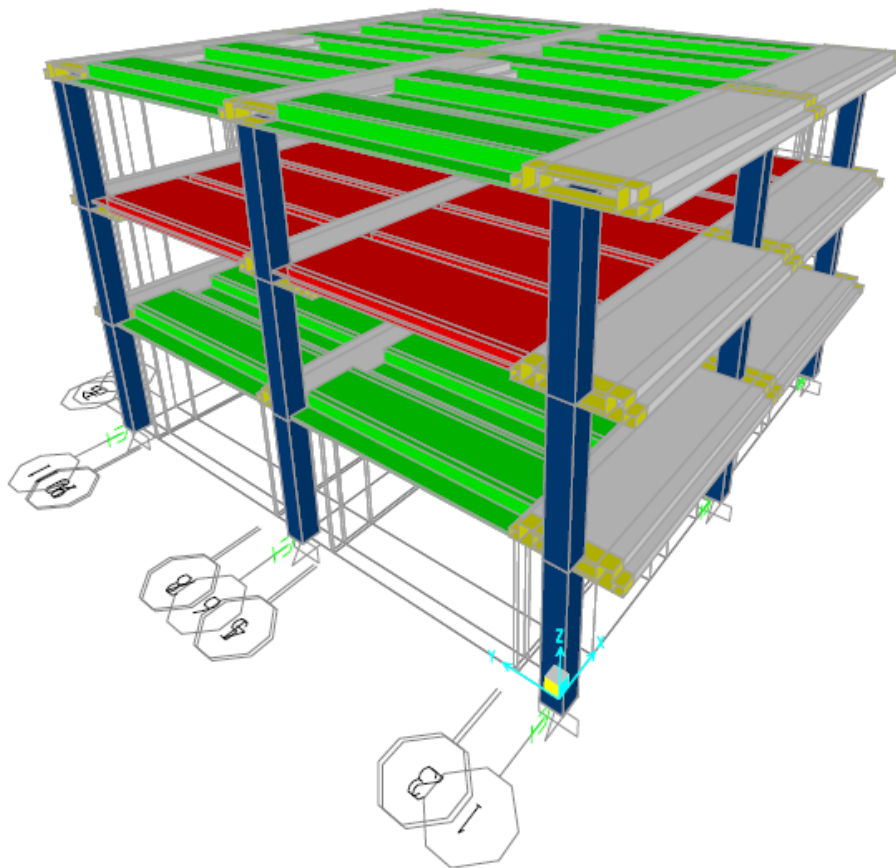


Figure 4.12 3D del modello realizzato in SAP200

#### 4.2.2 Carichi

Dalla Relazione di Calcolo del progetto Safecast [21] sono disponibili i valori delle masse di piano dell'edificio (riportati in tabella 4.2). Nel modello le masse sono state assegnate ad ogni pilastro in funzione della sua area di influenza.

1° PIANO	872,18 kg/m <sup>2</sup>	2,126*10 <sup>5</sup> kg
2° PIANO	805,09 kg/m <sup>2</sup>	1,962*10 <sup>5</sup> kg
3° PIANO	648,03 kg/m <sup>2</sup>	1,580*10 <sup>5</sup> kg

Tabella 4.2 Masse di piano

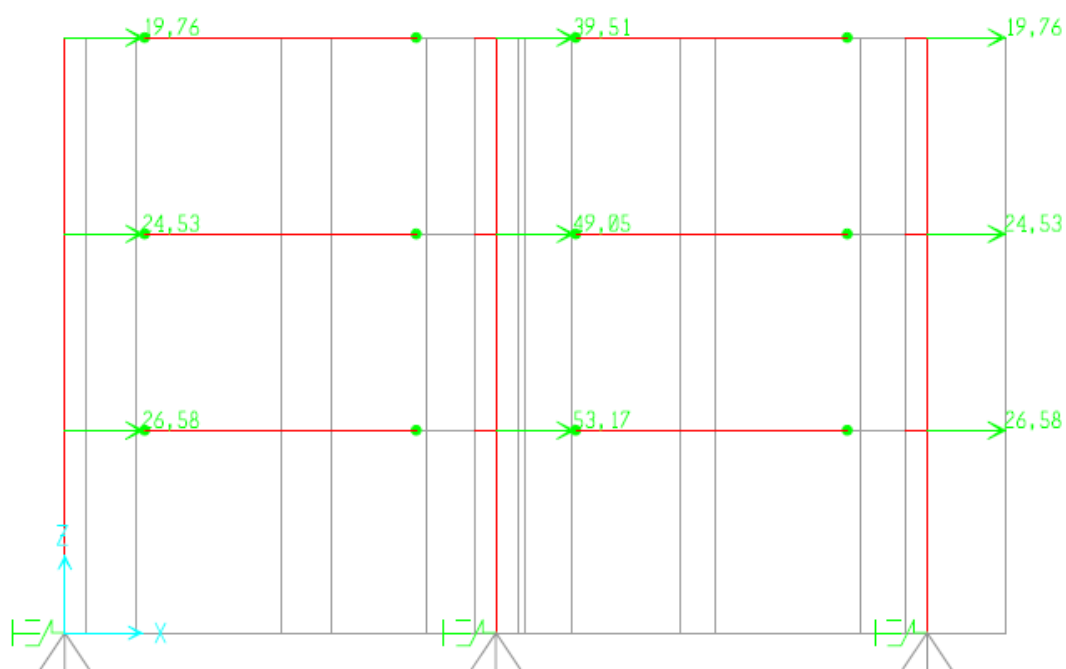


Figure 4.13 Sezione del modello realizzato in SAP2000

### 4.2.3 Lunghezza di cerniera plastica

Per l'edificio oggetto di studio il procedimento per il calcolo della lunghezza di cerniera plastica è il medesimo usato per le prove cicliche. In questo caso si considera l'altezza della colonna pari a 10,6 m e le barre d'armatura sono dei  $\varnothing 20$  (ad eccezione delle scarpe bullonate, le cui barre d'armatura sono dei  $\varnothing 21$ ). In tabella 4.3 sono riportati i valori ottenuti.

CONNESSIONE	FORMULA	Lp
Barre sporgenti	$L_p = k \cdot L_c + L_{sp} \geq 2L_{sp}$	0,6047 m
Scarpe bullonate	$L_p = d + 2\varphi$	0,107 m
Scarpe invertite	$L_p = k \cdot L_c \geq L_{sp}$	0,3804 m
Accoppiatori	$L_p = k \cdot L_c \geq L_{sp}$ altrimenti $L_p = L_{sp}$	0,6047 m

Tabella 4.3 Valori della lunghezza di cerniera plastica per le diverse connessioni

In tabella 4.4. si riporta un riassunto dei parametri che si utilizzeranno per le analisi delle diverse tipologie di connessione.

<b>CONNESSIONE</b>	<b>ARMATURA</b>	<b>L<sub>p</sub> [m]</b>	<b>α</b>	<b>β</b>
Barre sporgenti	8φ20	0,605	1,2	0,3
Scarpe bullonate	8φ21	0,105	2	0,45
Scarpe invertite	8φ20	0,3804	1,55	0,4
Accoppiatori	8φ20	0,605	6	0,6

*Tabella 4.4 Parametri caratteristici per ogni connessione per l'analisi dinamica non-lineare*

## 4.3 ANALISI DINAMICA NON-LINEARE

### 4.3.1 Barre sporgenti

In figura 4.14 si riportano i diagrammi momento-rotazione dei 4 pilastri tipo dell'edificio utilizzati per l'analisi.

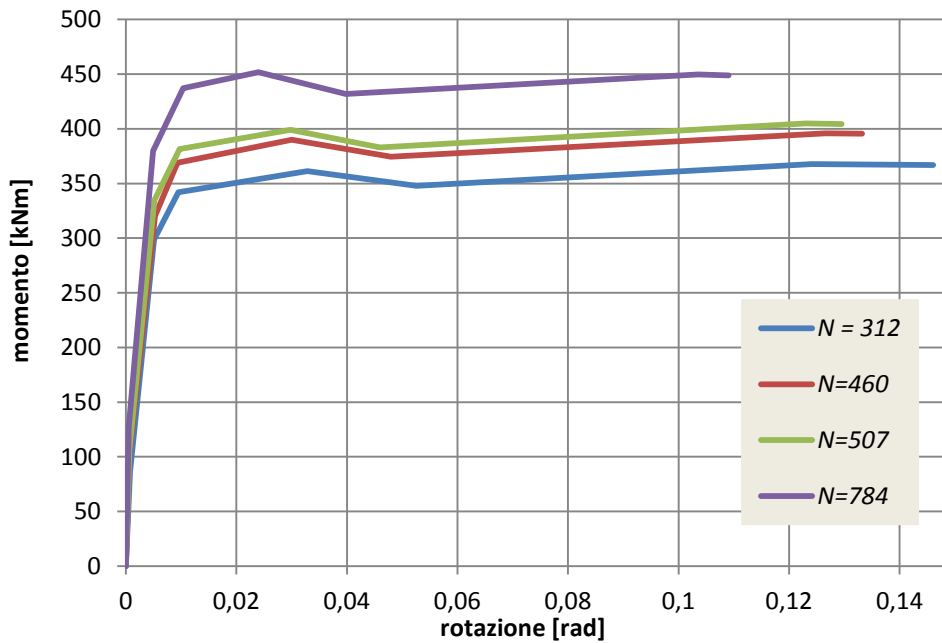


Figure 4.14 Diagramma momento-rotazione della sezione dei pilastri

In figura 4.15 si riportano gli spostamenti di piano ottenuti col modello con barre sporgenti alla base. Lo spostamento massimo in sommità è pari a 16,82 cm raggiunto a 8,79 secondi.



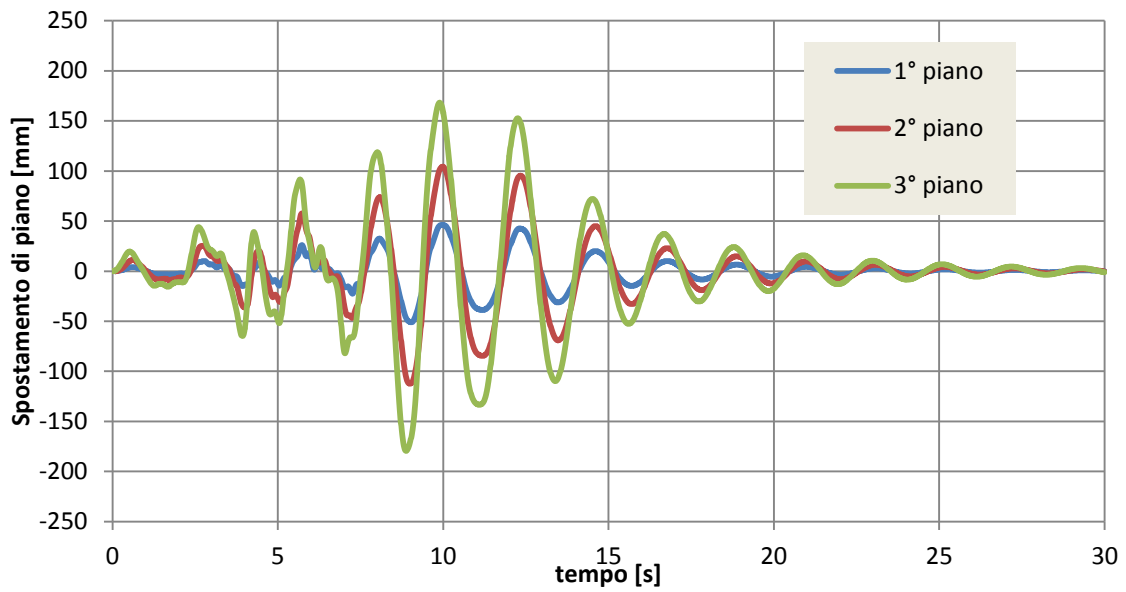


Figure 4.15 Spostamenti di piano per il modello con barre sporgenti

In figura 4.16 si riporta l'andamento del drift in funzione del taglio alla base. Il drift massimo è pari al 1,82%.

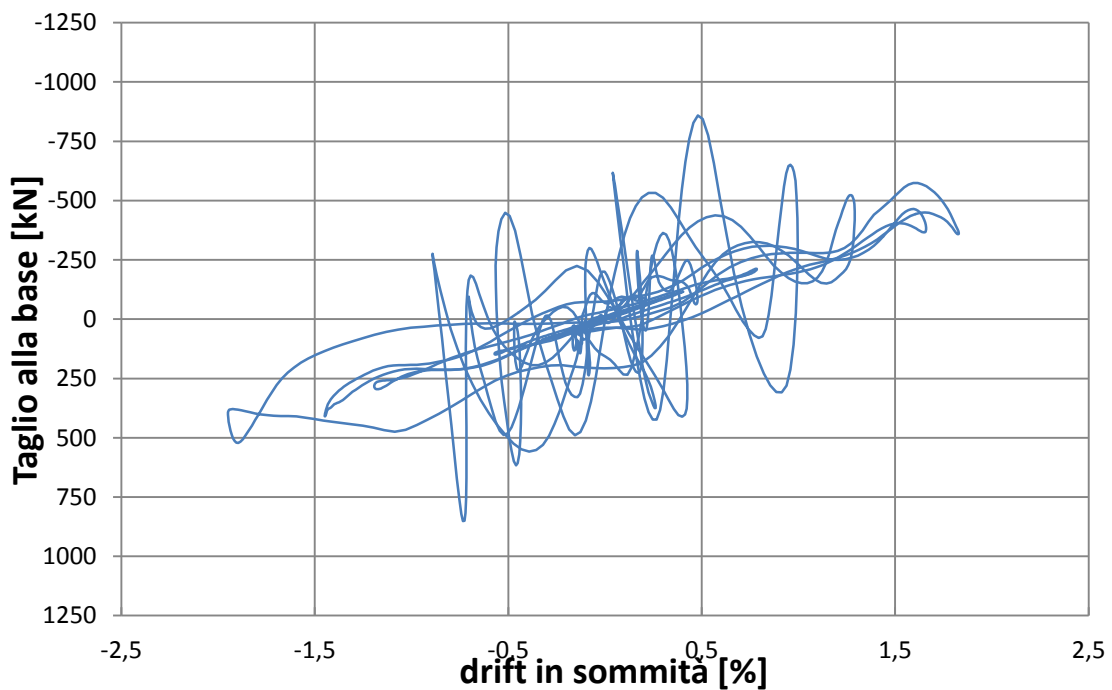


Figure 4.16 Andamento del drift in sommità rispetto al taglio alla base

Nelle figure da 4.17 a 4.20 sono riportati i diagrammi in termini di momento-rotazione dei link alla base dei pilastri. Dai grafici si può vedere come la struttura con le barre

sporgenti alla base raggiunga ampiamente la fase di snervamento e abbia un tratto plastico abbastanza sviluppato.

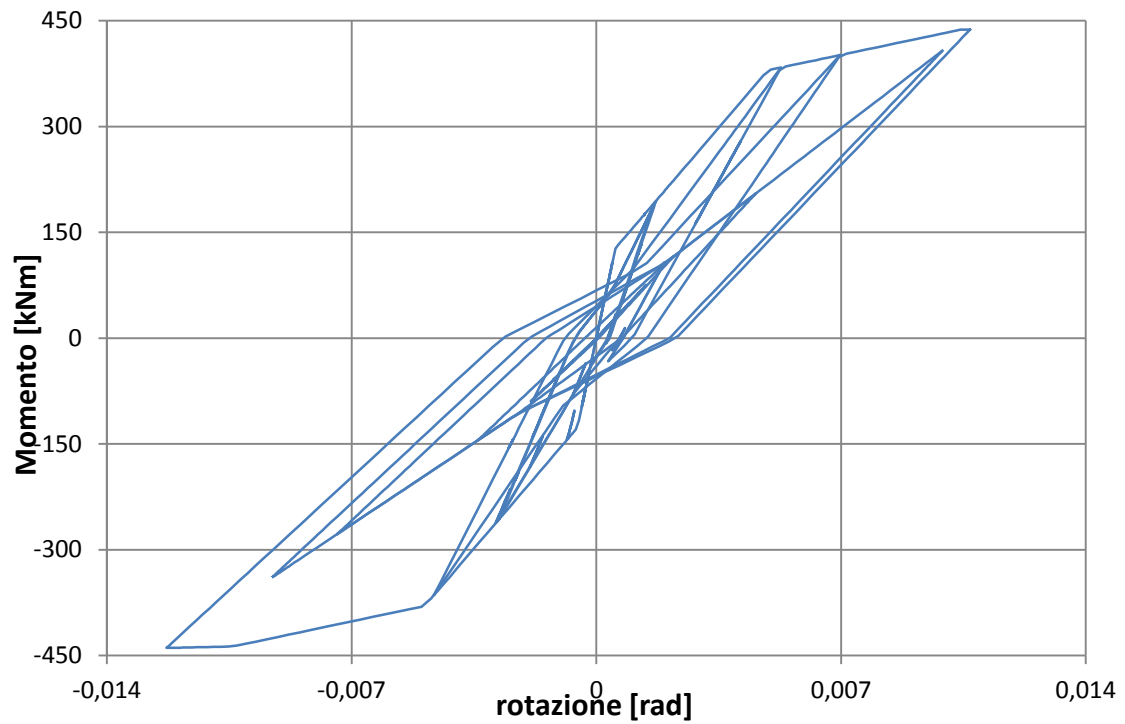


Figure 4.17 Diagramma momento-rotazione del pilastro centrale

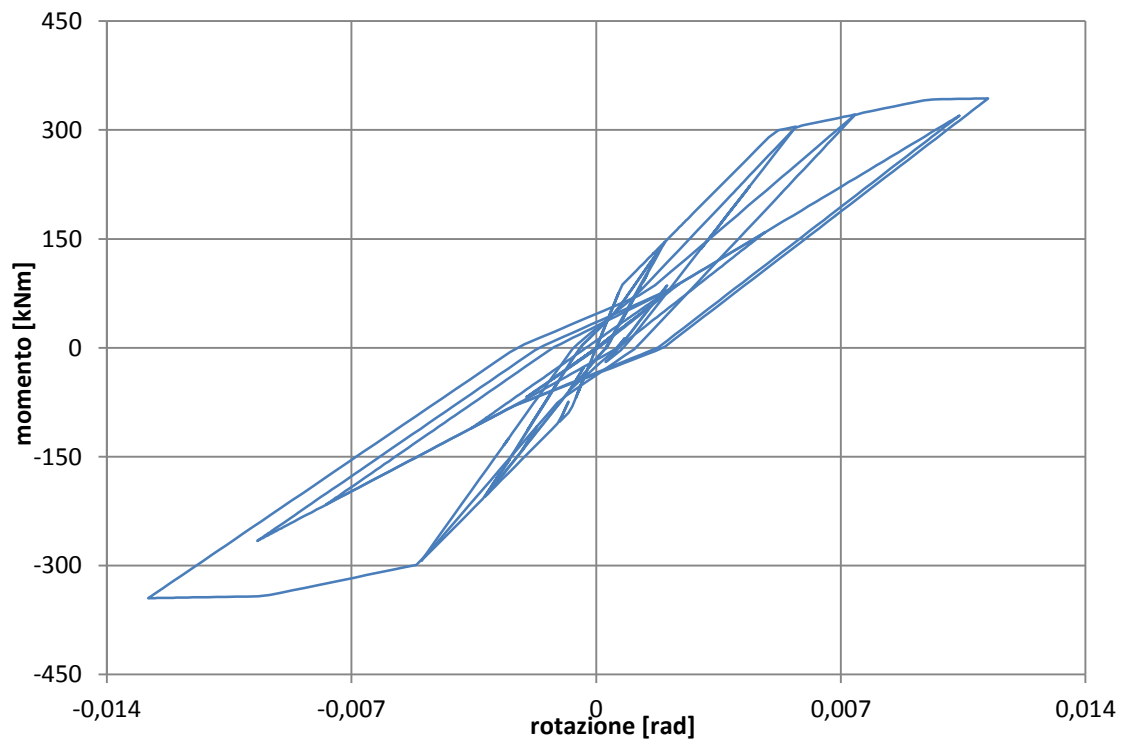


Figure 4.18 Diagramma momento-rotazione dei pilastri d'angolo

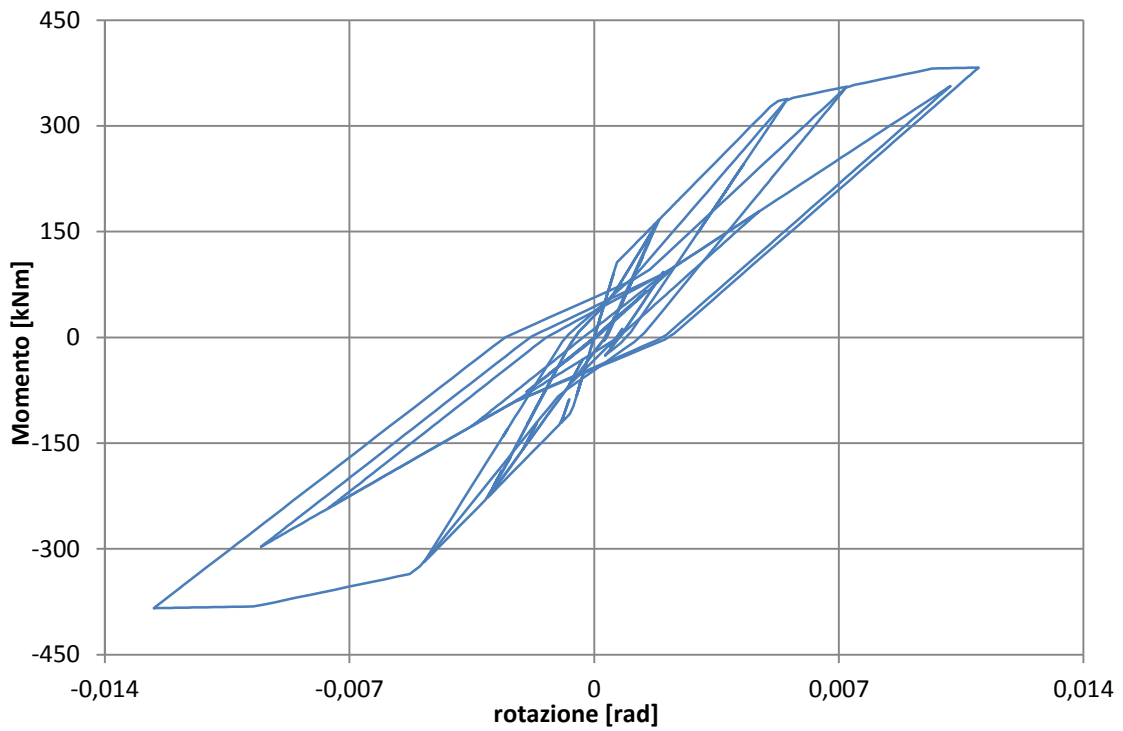


Figure 4.19 Diagramma momento-rotazione dei pilastri su cui poggiano due travi

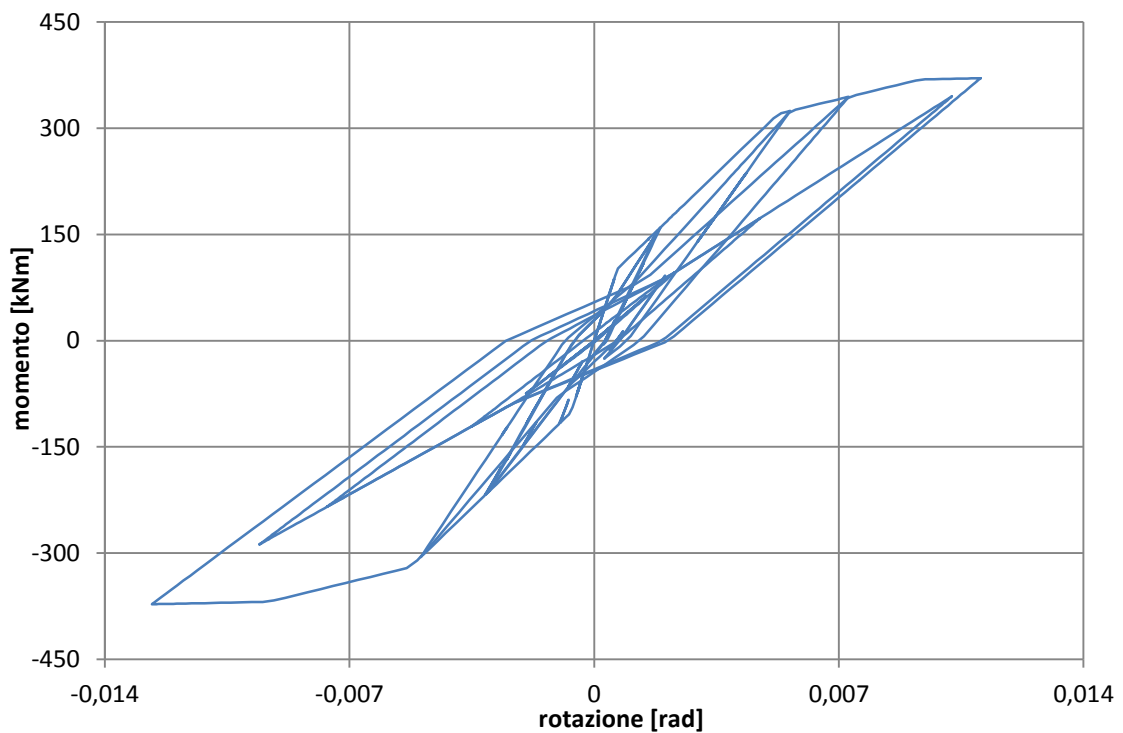


Figure 4.20 Diagramma momento-rotazione dei pilastri su cui poggia una trave

Prima di procedere ad illustrare i risultati delle altre connessioni si riporta un confronto tra le barre sporgenti e i test sperimentali poiché le barre sporgenti sono una

connessione che emula una connessione gettata in opera. In figura 4.21 si riporta il confronto tra l'andamento del taglio alla base col drift calcolato in sommità.

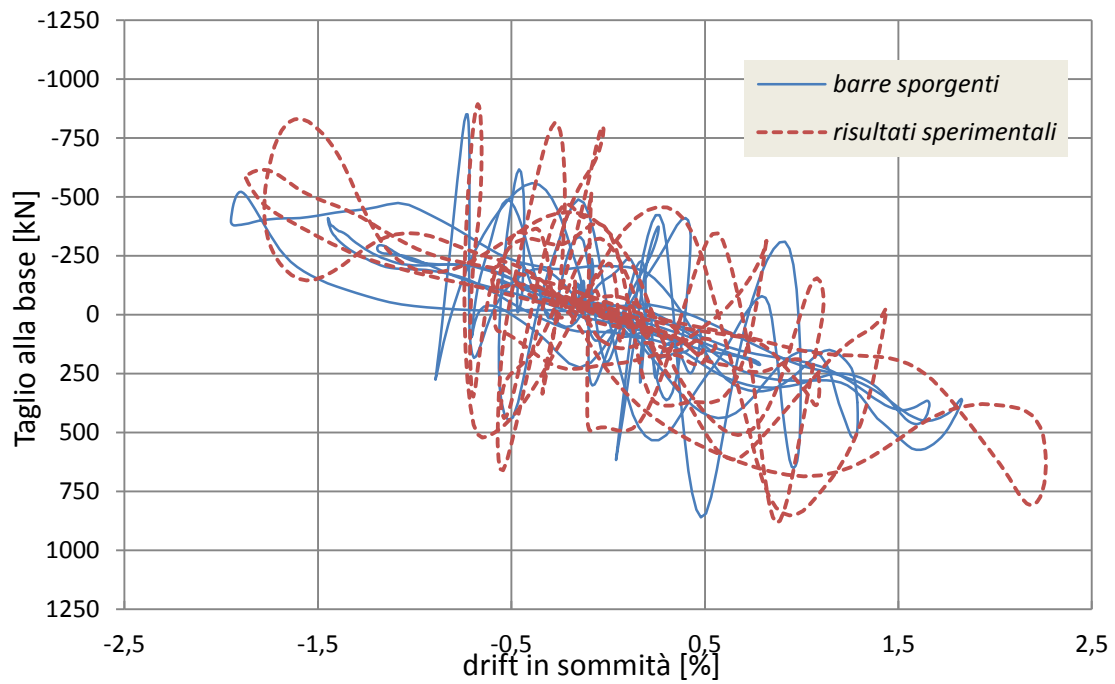


Figure 4.21 Confronto tra l'andamento drift-taglio alla base tra la connessione con barre sporgenti e i risultati sperimentali

Nelle figure da 4.22 a 4.24 si confrontano gli spostamenti di piano.

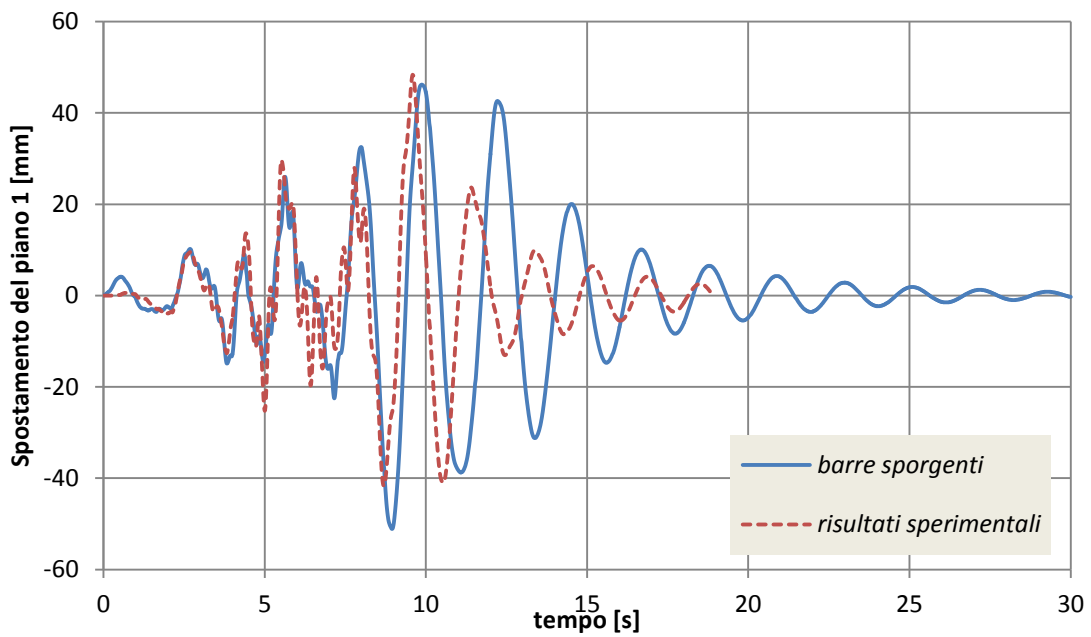


Figure 4.22 Spostamenti del primo piano delle barre sporgenti a confronto coi risultati sperimentali

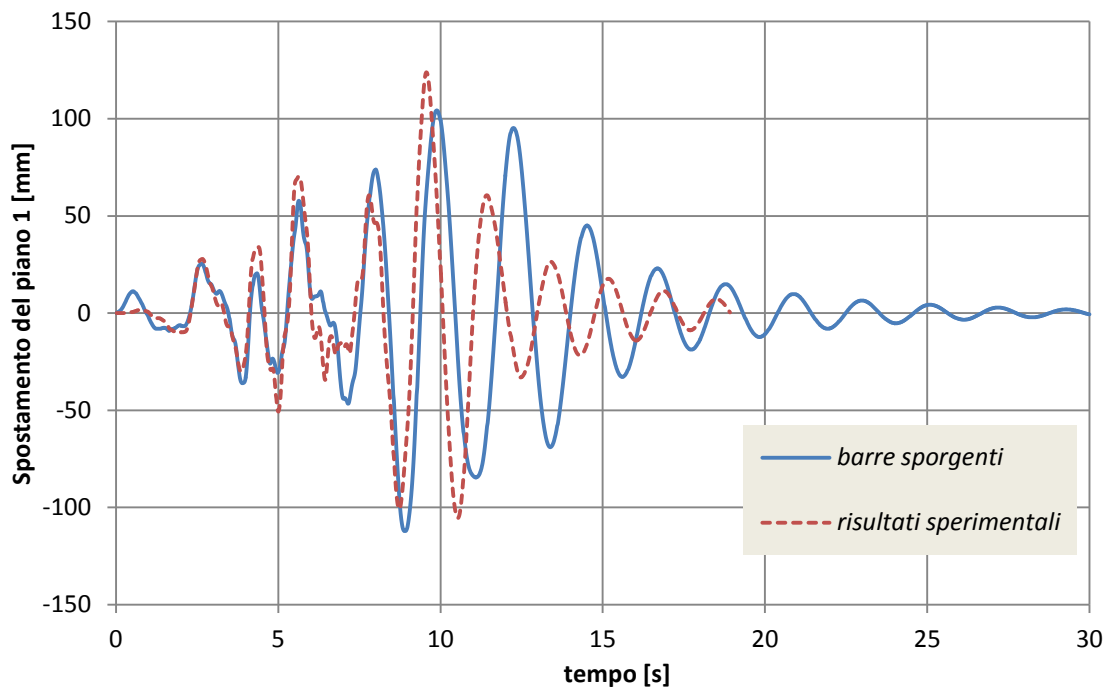


Figure 4.23 Spostamenti del secondo piano delle barre sporgenti a confronto coi risultati sperimentali

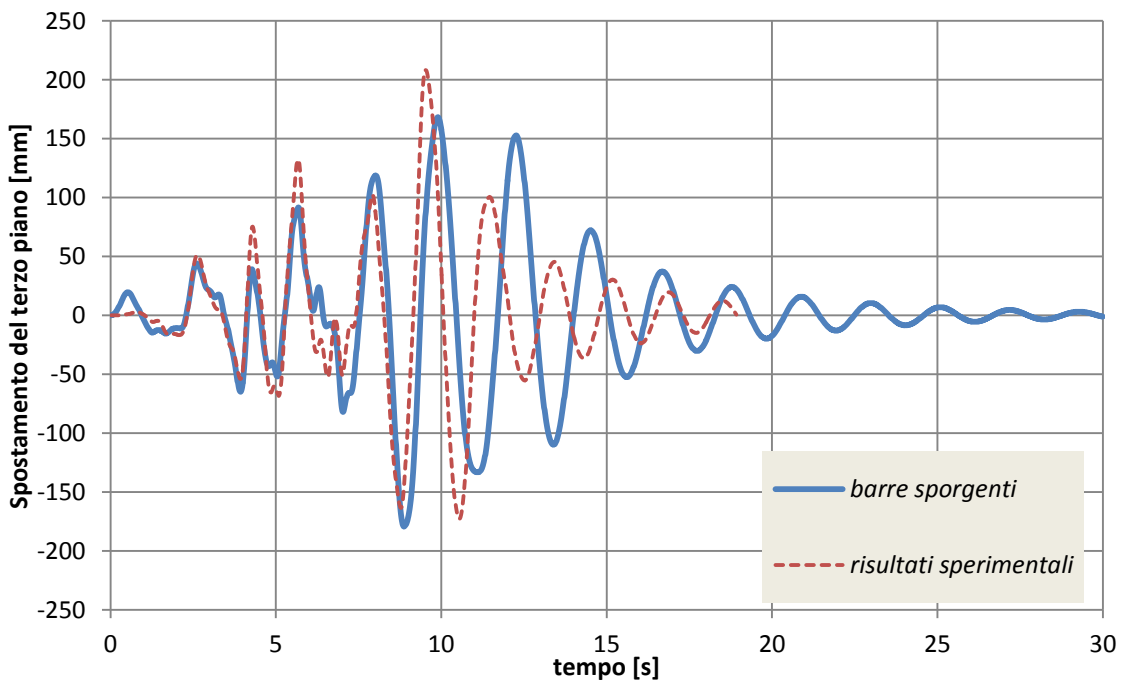


Figure 4.24 Spostamenti del terzo piano delle barre sporgenti a confronto coi risultati sperimentali

### 4.3.2 Scarpe bullonate

In figura 4.25 si riportano i diagrammi momento-rotazione dei 4 pilastri tipo dell'edificio utilizzati per l'analisi.

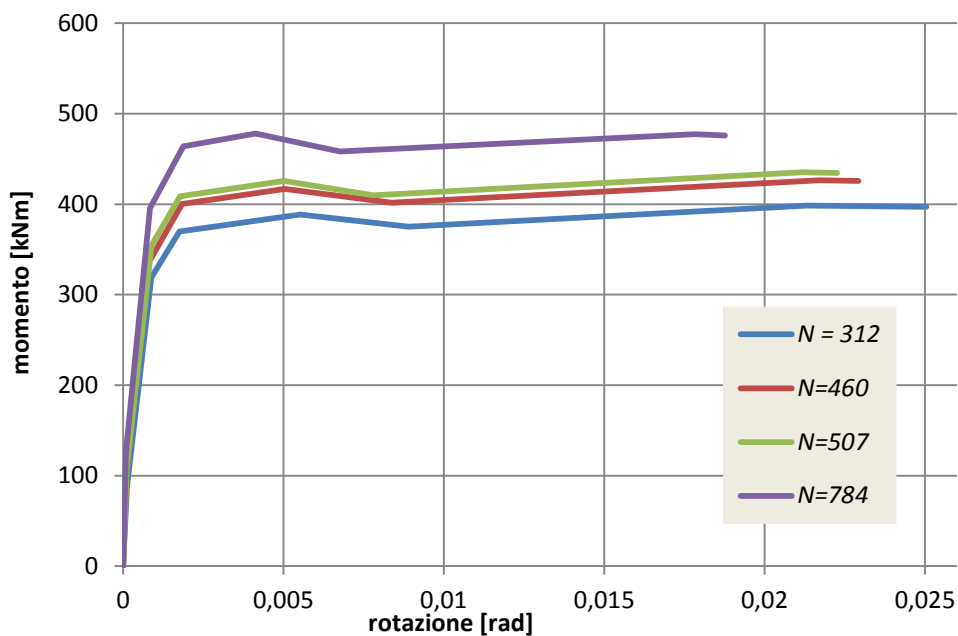


Figure 4.25 Diagramma momento-rotazione della sezione dei pilastri

In figura 4.26 si riportano gli spostamenti di piano ottenuti col modello con scarpe bullonate alla base. Lo spostamento massimo in sommità è pari a 15,59 cm raggiunto a 9,48 secondi.

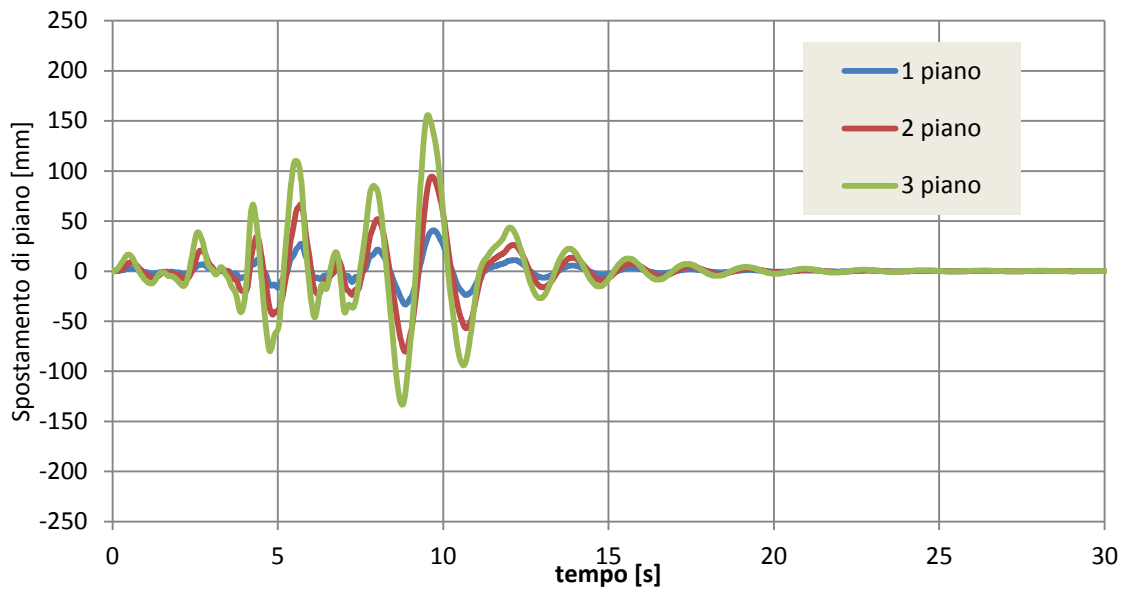


Figure 4.26 Spostamenti di piano dell'edificio

In figura 4.27 si riporta l'andamento del drift in funzione del taglio alla base. Il drift massimo è pari all'1,69%.

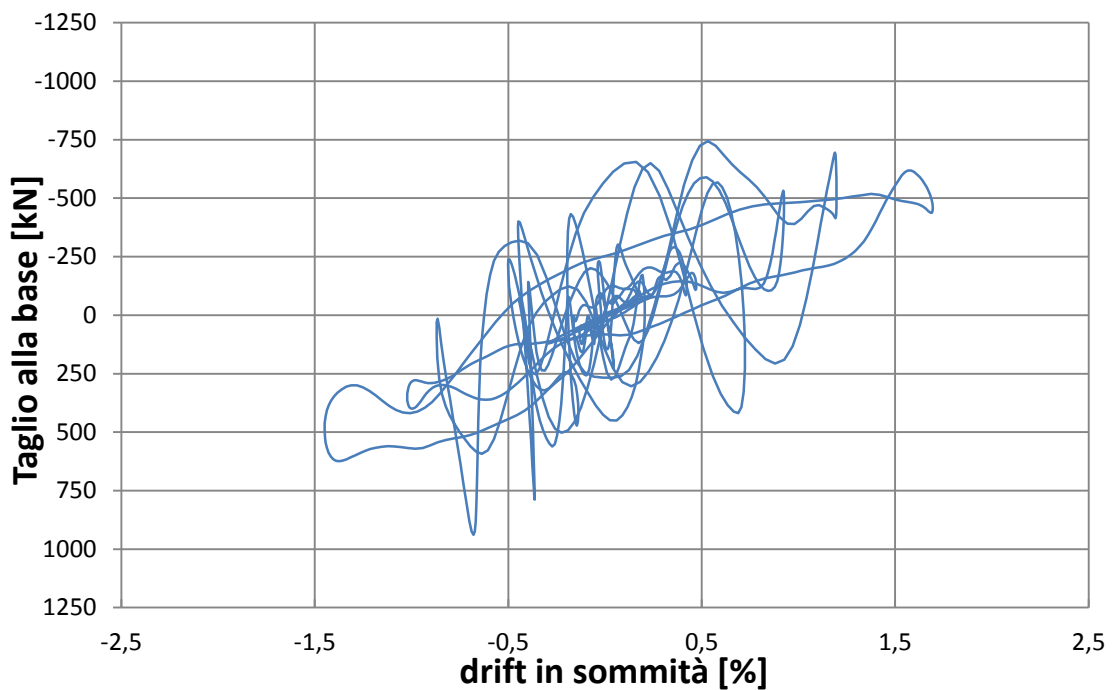


Figure 4.27 Andamento del drift in funzione del taglio alla base

Nelle figure da 4.28 a 4.31 sono riportati i diagrammi in termini di momento-rotazione dei link alla base dei pilastri. Dai grafici si può vedere come la struttura con una scarpe

bullonate alla base raggiunge ampiamente lo snervamento e abbia un tratto plastico molto sviluppato.

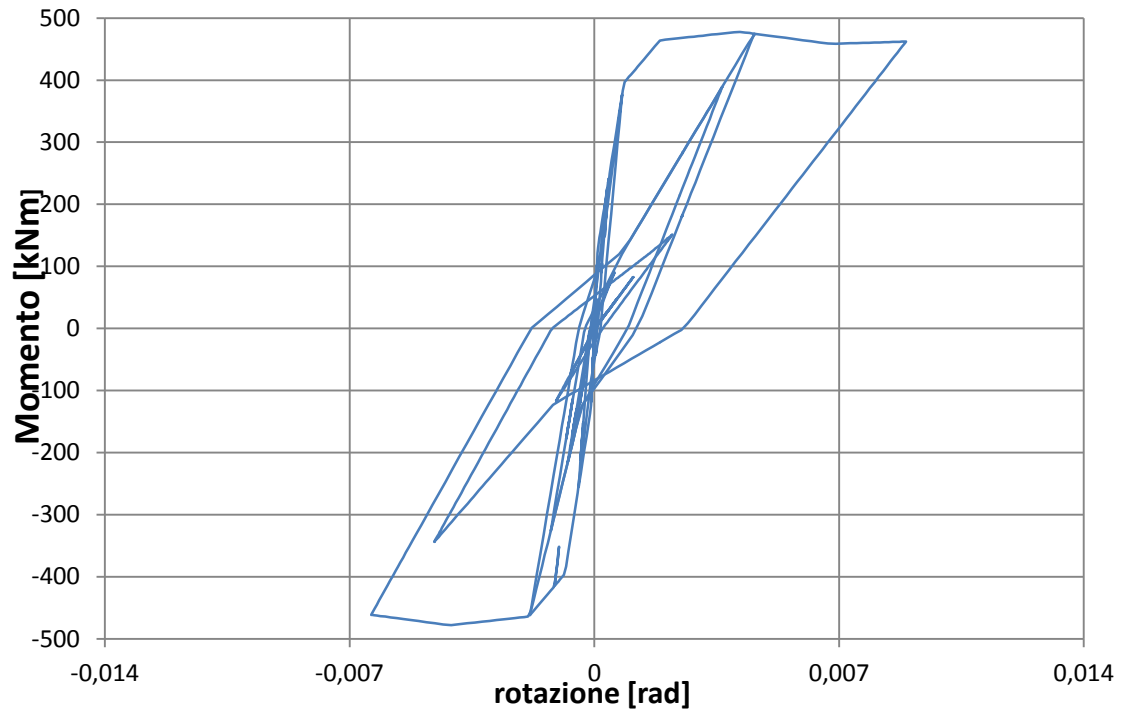


Figure 4.28 Diagramma momento-rotazione nel link del pilastro centrale

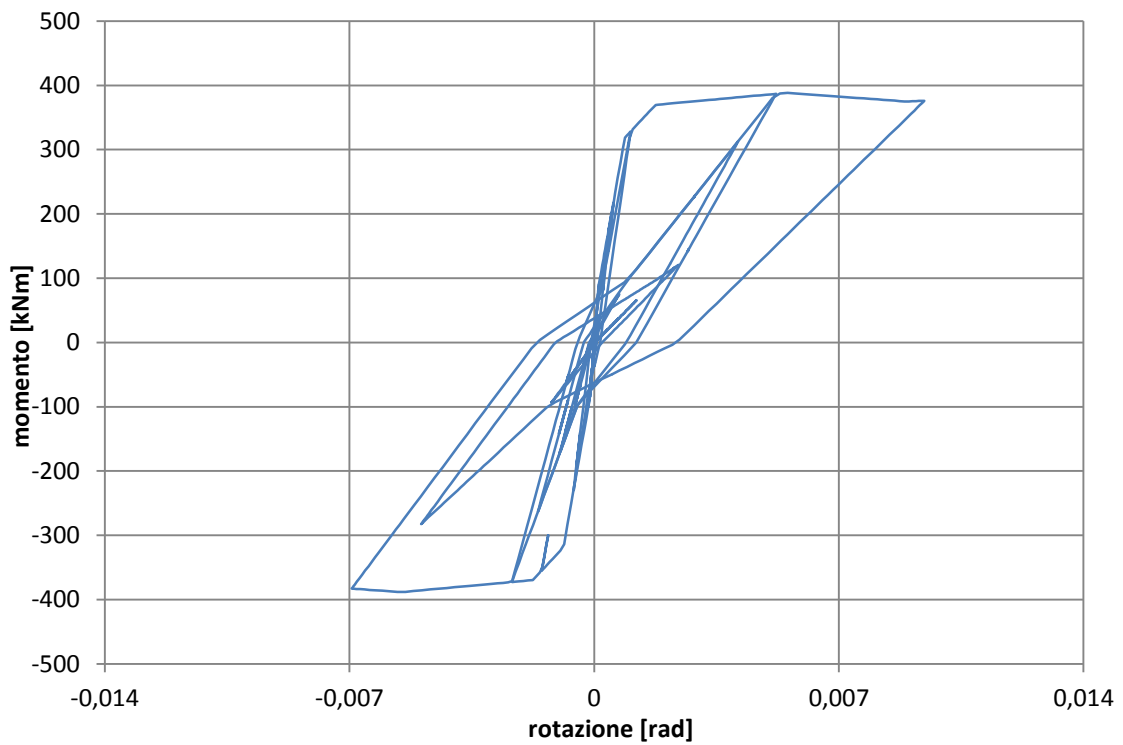


Figure 4.29 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri d'angolo



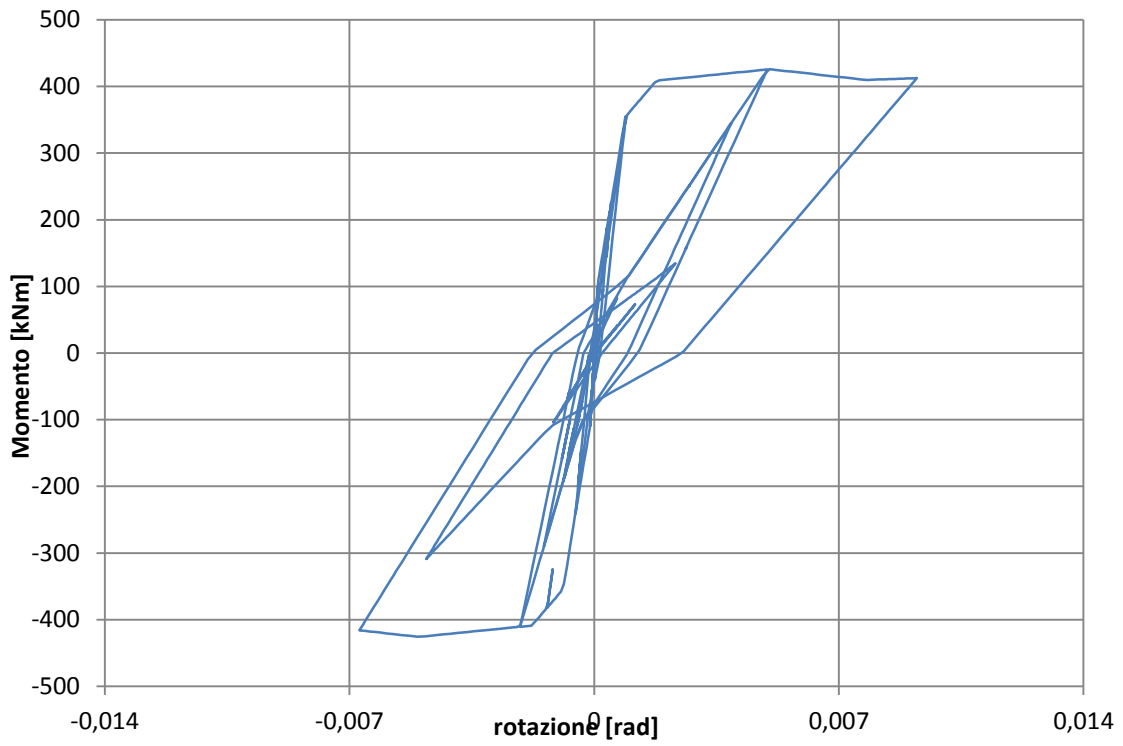


Figure 4.30 Diagramma momento-rotazione nei link dei pilastri su cui poggiano due travi

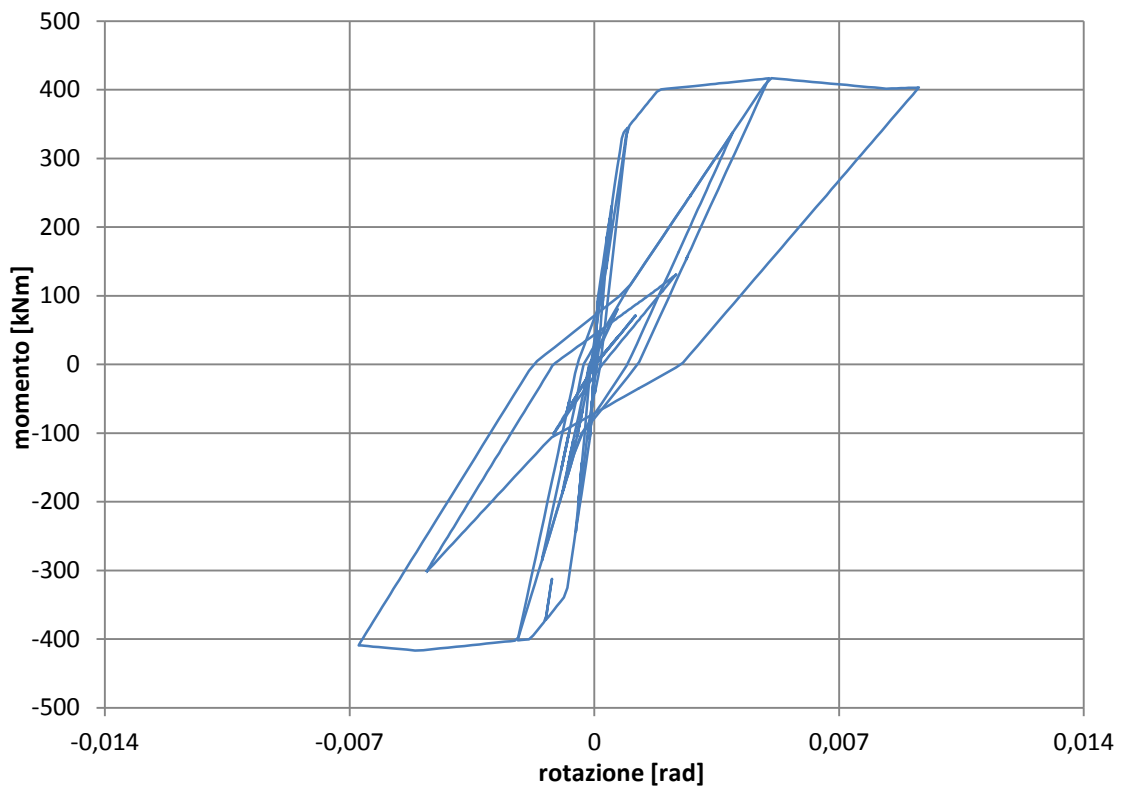


Figure 4.31 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri su cui poggia una trave

### 4.3.3 Scarpe invertite

In figura 4.32 si riportano i diagrammi momento-rotazione della sezione critica dei 4 pilastri tipo dell'edificio.

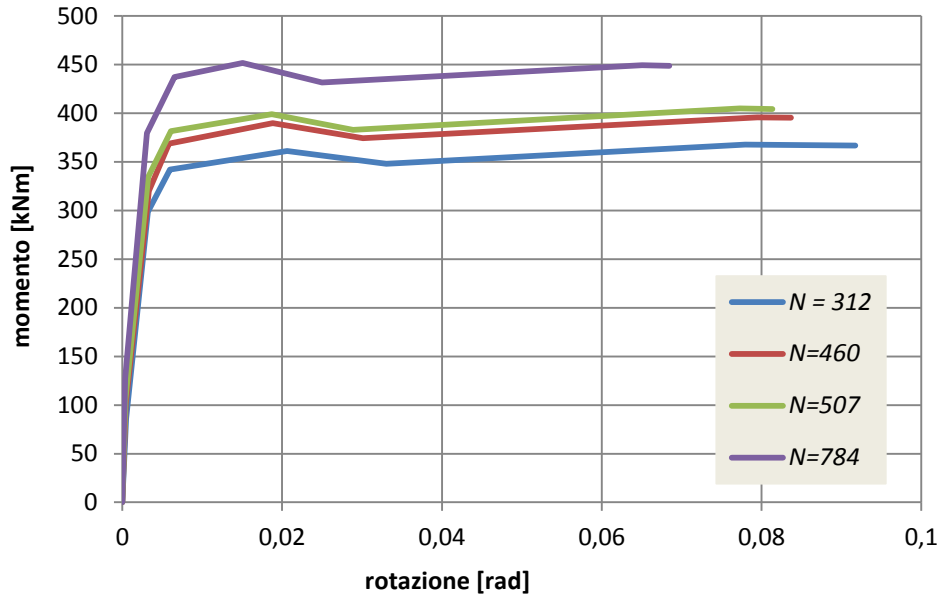


Figure 4.32 Diagramma momento-rotazione della sezione critica dei 4 pilastri tipo

In figura 4.33 si riportano gli spostamenti di piano ottenuti col modello con barre sporgenti alla base. Lo spostamento massimo in sommità è pari a 17,02 cm raggiunto a 8,8 secondi.

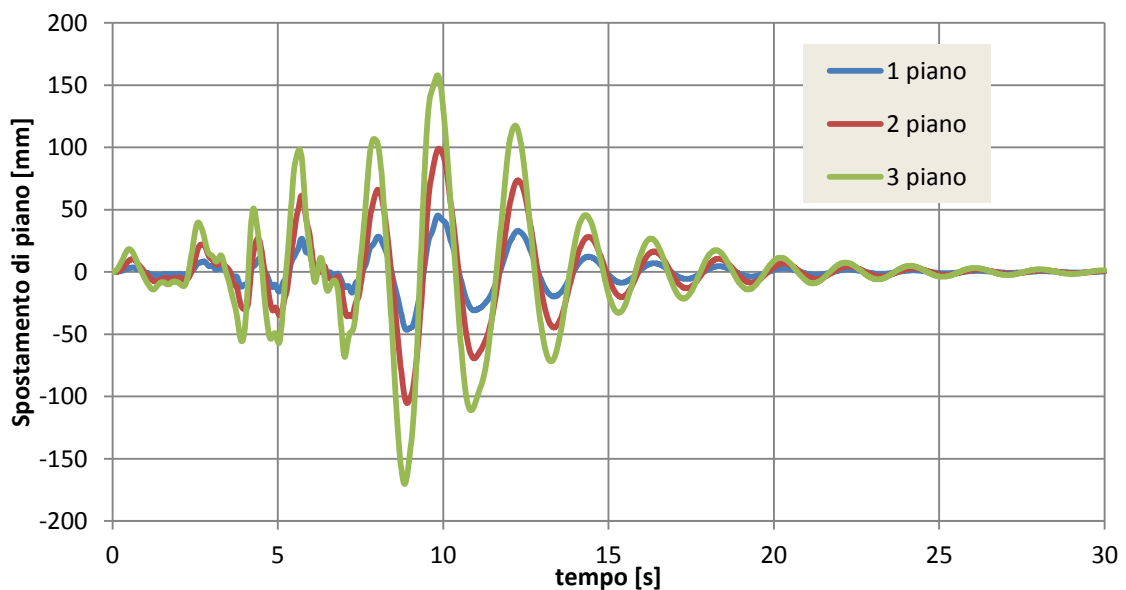


Figure 4.33 Spostamenti di piano dell'edificio

In figura 4.34 si riporta l'andamento del drift in funzione del taglio alla base. Il drift massimo è pari all'1,85%.

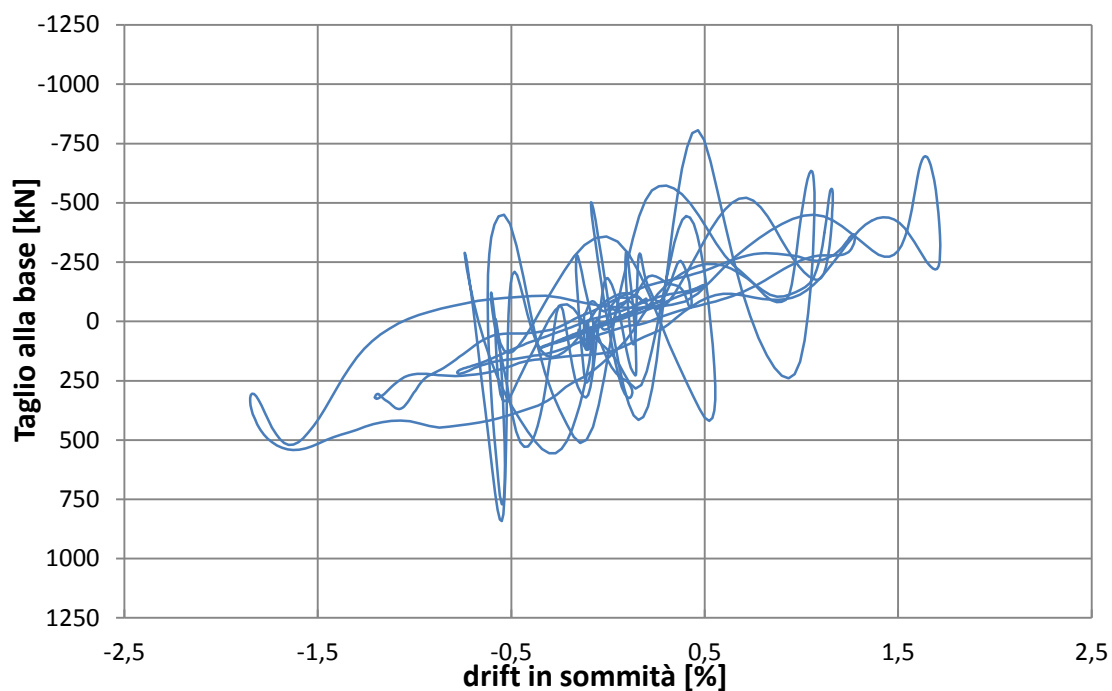


Figure 4.34 Andamento del drift in funzione del taglio alla base

Nelle figure da 4.35 a 4.38 sono riportati i diagrammi in termini di momento-rotazione dei link alla base dei pilastri. Dai grafici si può vedere come la struttura con le scarpe invertite alla base raggiunga la fase di snervamento e sviluppi un buon tratto plastico.

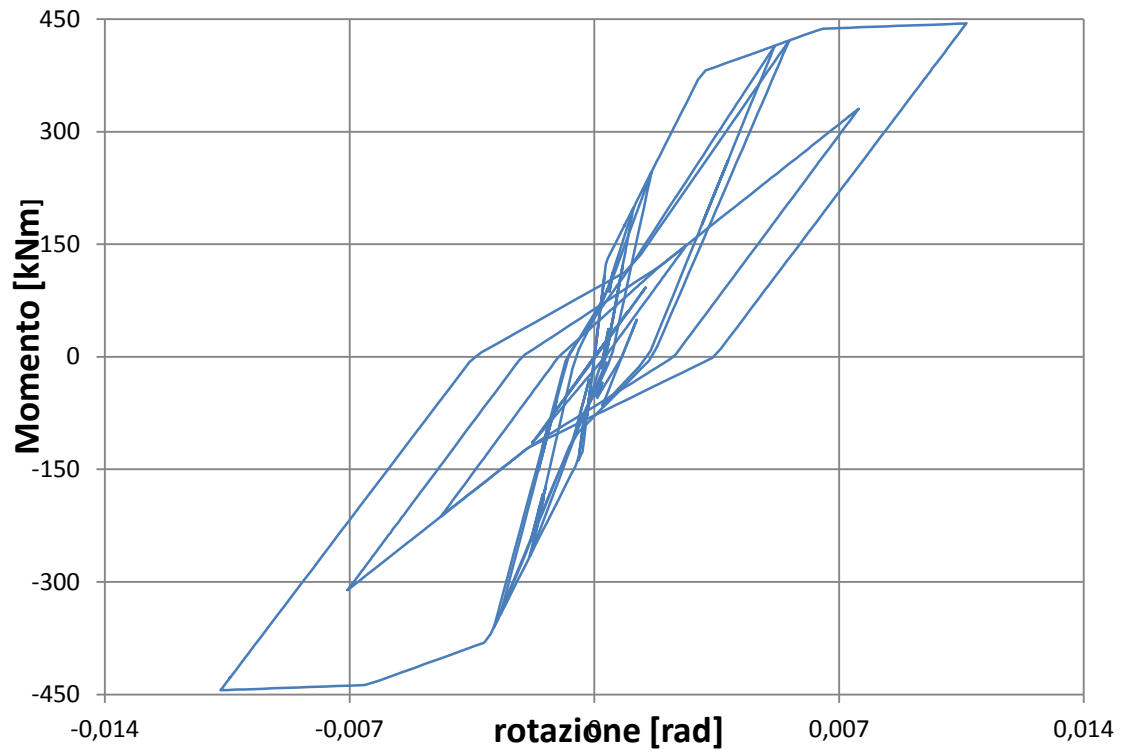


Figure 4.35 Diagramma momento-rotazione nel link del pilastro centrale

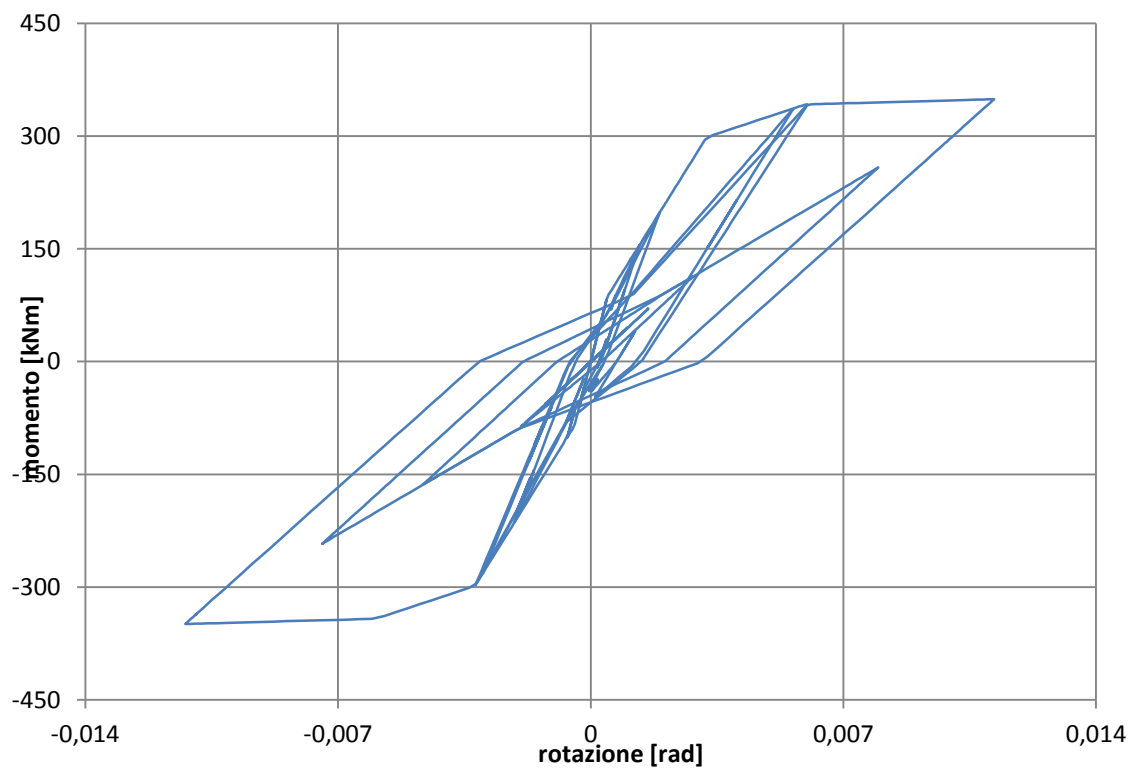


Figure 4.36 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri d'angolo

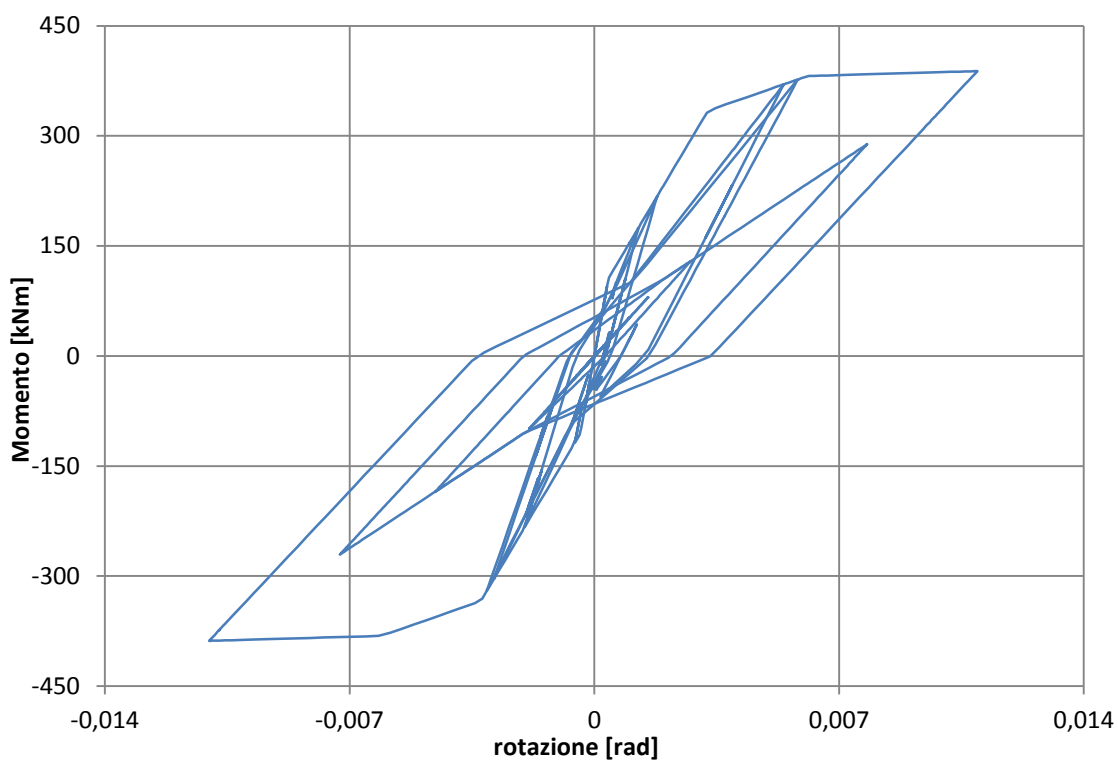


Figure 4.37 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri su cui poggiano due travi

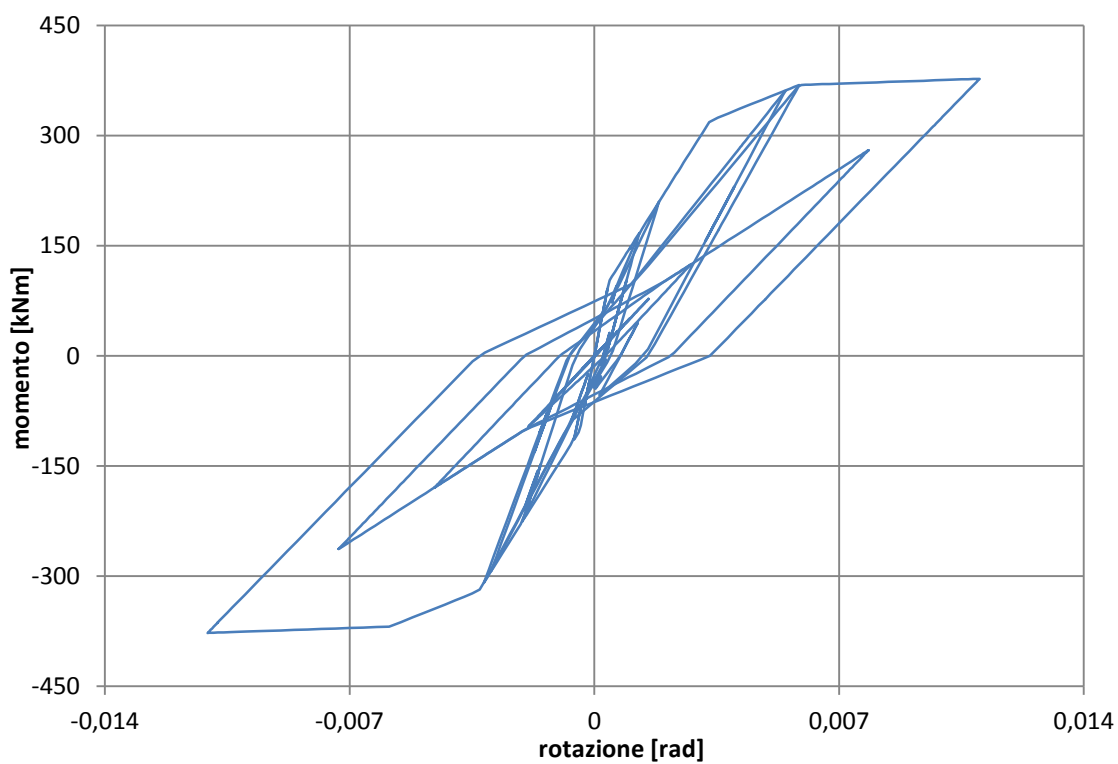


Figure 4.38 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri su cui poggia una trave

#### 4.3.4 Accoppiatori

In figura 4.39 si riportano i diagrammi momento-rotazione della sezione critica dei 4 pilastri tipo dell'edificio utilizzati per l'analisi.

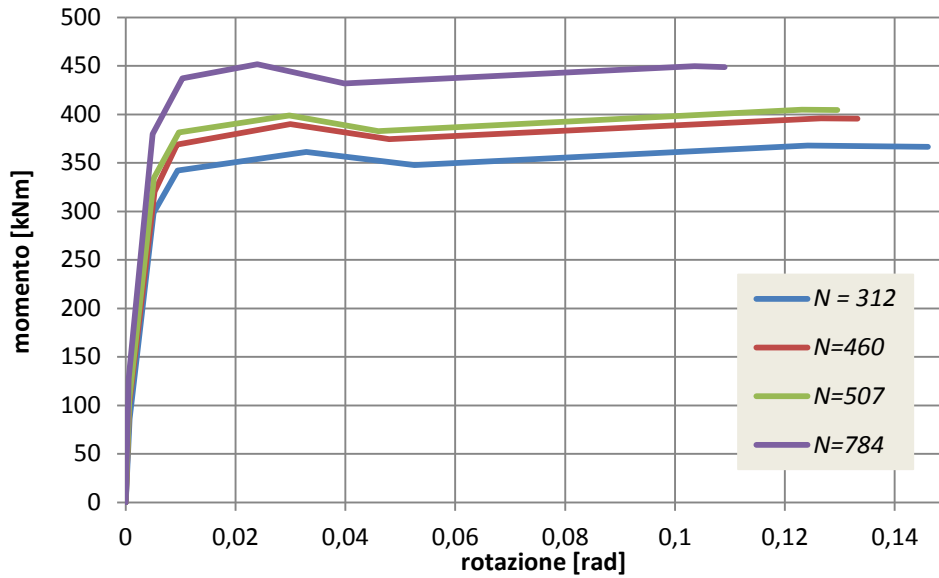


Figure 4.39 Diagramma momento-rotazione della sezione critica dei 4 pilastri tipo

In figura 4.40 si riportano gli spostamenti di piano ottenuti col modello con gli accoppiatori alla base. Lo spostamento massimo in sommità è pari a 16,16 cm raggiunto a 8,77 secondi.

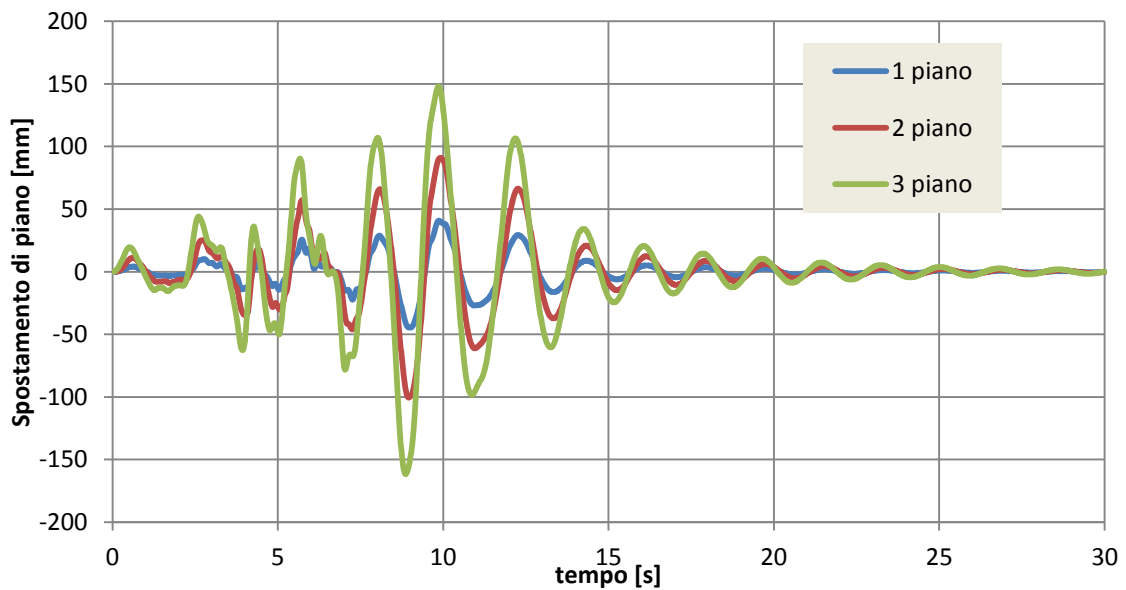


Figure 4.40 Spostamenti di piano dell'edificio

In figura 4.41 si riporta l'andamento del drift in funzione del taglio alla base. Il drift massimo è pari a 1,75%.

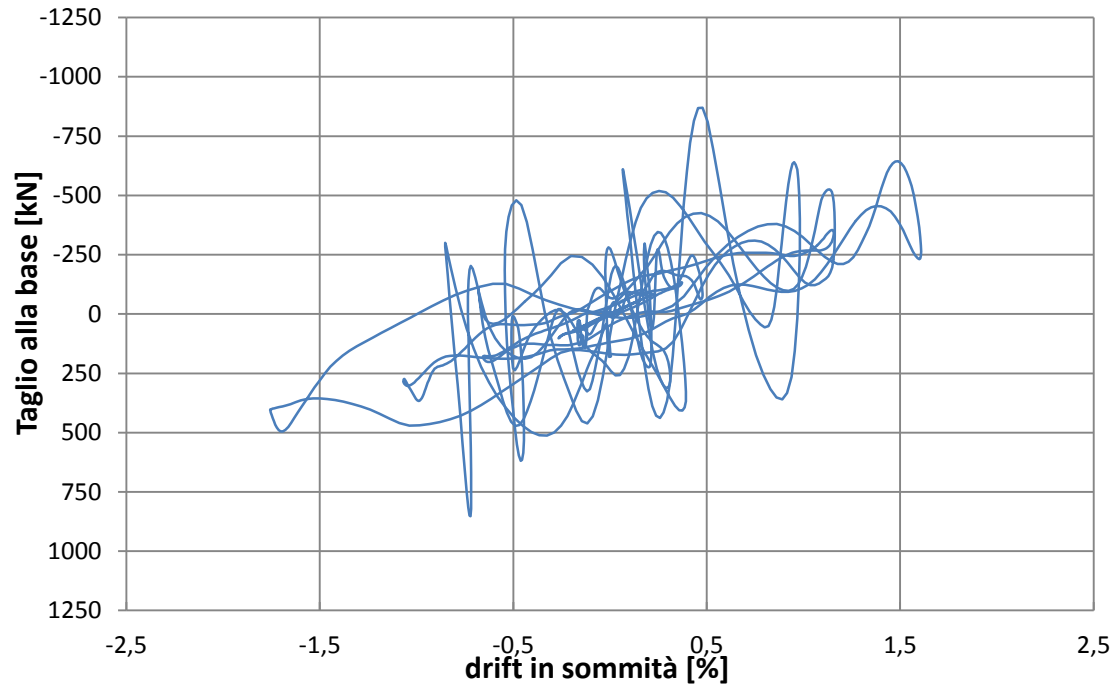


Figure 4.41 Andamento del drift in sommità in funzione del taglio alla base

Nelle figure da 4.41 a 4.44 sono riportati i diagrammi in termini di momento-rotazione dei link alla base dei pilastri. Dai grafici si può vedere come la struttura con gli accoppiatori alla base raggiunga la fase di snervamento e ma sviluppi un tratto plastico molto breve.

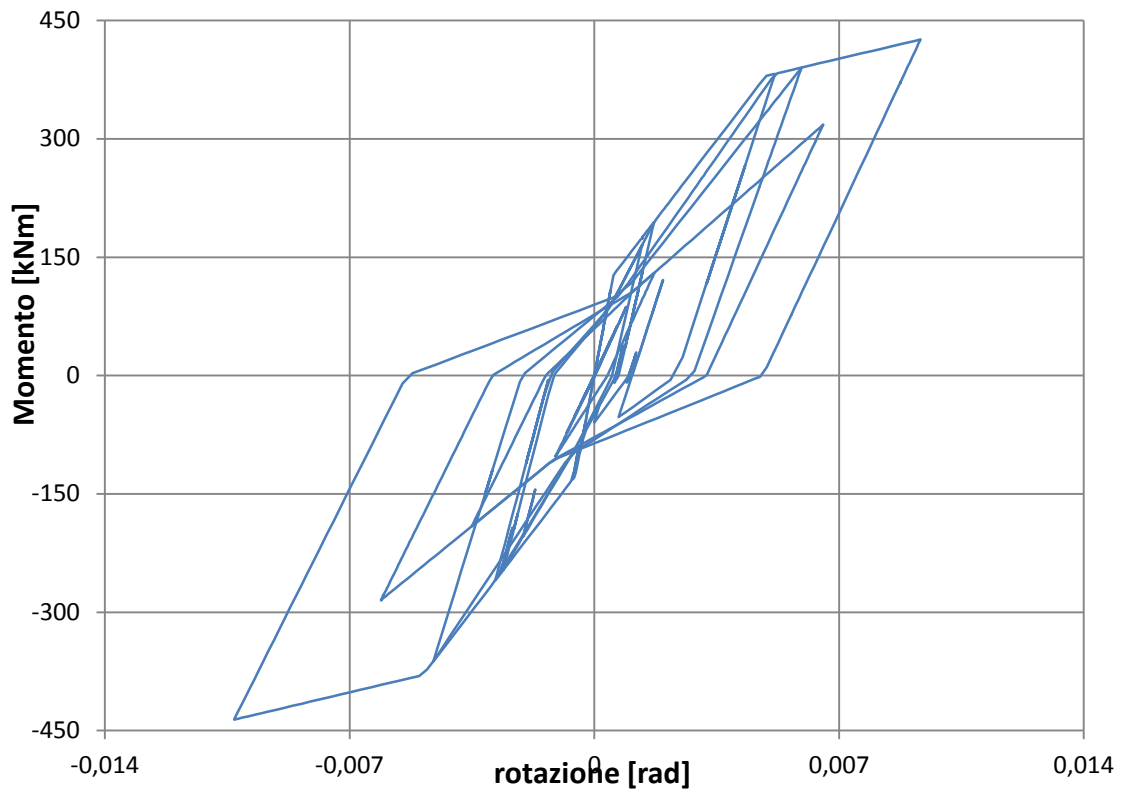


Figure 4.42 Diagramma momento-rotazione nel link del pilastro centrale

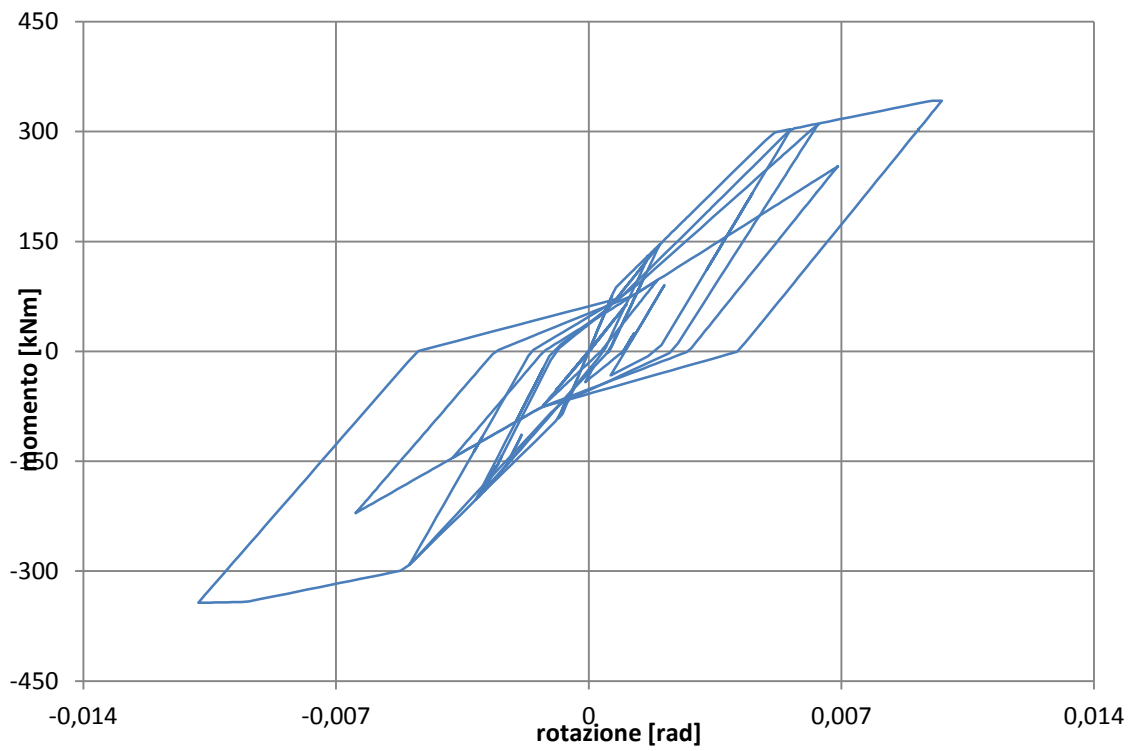


Figure 4.43 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri d'angolo



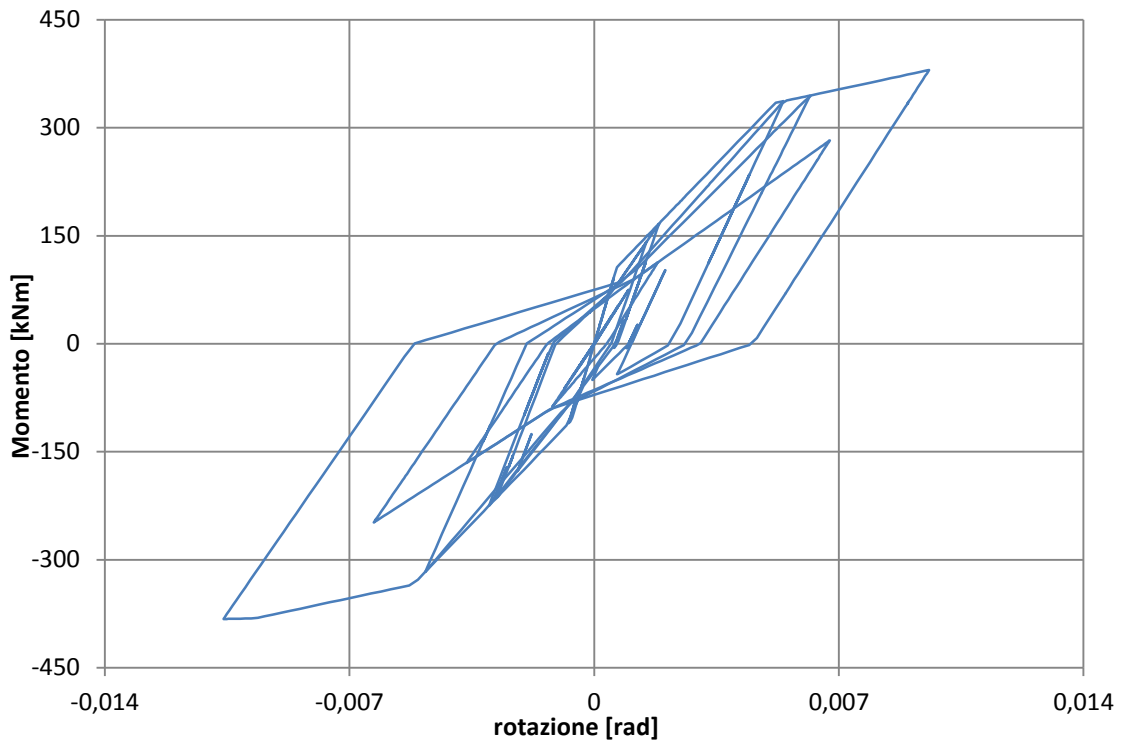


Figure 4.44 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri su cui poggiano due travi

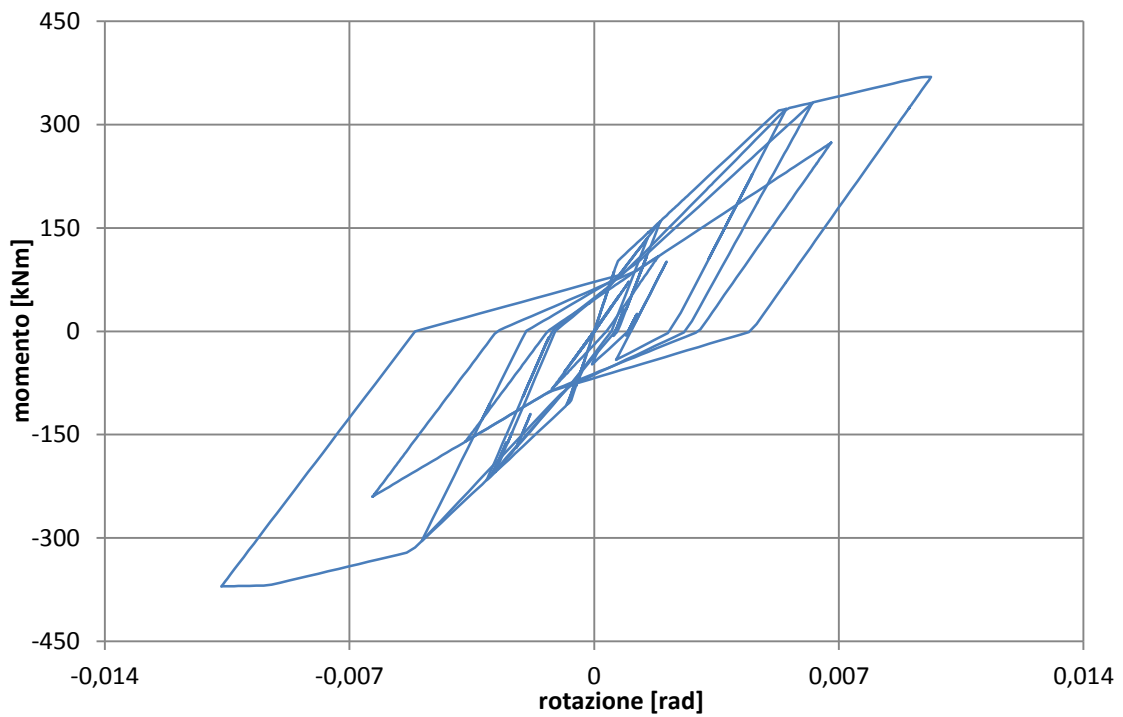


Figure 4.45 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri su cui poggia una trave

### 4.3.5 Confronto dei risultati

In tabella 4.5 sono riassunti i risultati ottenuti in termini di spostamento massimo dei 3 piani, drift massimo in sommità, taglio globale alla base e momento massimo raggiunti dalla struttura con le diverse tipologie di connessione alla base. Per i dati relativi ai link si fa sempre riferimento al pilastro d'angolo poiché è quello con minor carico assiale (312kN).

	Sp. max [cm]			Drift max in sommità [%]	Taglio globale alla base max [kN]	Momento max N=312kN [kNm]
	1°	2°	3°			
TEST SPERIMENTALE	4,83	12,40	20,80	2,26	894,72	-
BARRE SPORGENTI	5,11	11,22	17,93	1,94	859	343,36
SCARPE BULLONATE	4,09	9,43	15,59	1,69	939	375,38
SCARPE INVERTITE	4,64	10,52	17,02	1,85	842	348,73
ACCOPIATORI	4,46	10,04	16,16	1,75	869	342,11

Tabella 4.5 Valori di spostamento e drift massimi raggiunti dalla struttura con le diverse connessioni

Inoltre in tabella 4.6 si riporta la rotazione massima raggiunta, l'escursione plastica di rotazione (rapporto tra rotazione massima raggiunta e rotazione a snervamento) e l'escursione plastica di spostamento (definita come rapporto tra lo spostamento massimo in sommità e lo spostamento a snervamento in sommità).

	<i>Rot.max</i> [rad] <i>N=312kN</i>	<i>Escursione plastica di</i> <i>rotazione [°]</i> <i>N=312kN</i>	<i>Escursione plastica di</i> <i>spostamento [°]</i> <i>N=312kN</i>
TEST	-	-	-
BARRE SPORGENTI	0,011	2,26	1,68
SCARPE BULLONATE	0,0091	11,09	1,50
SCARPE INVERTITE	0,011	3,66	1,61
ACCOPIATORI	0,0095	1,94	1,49

*Tabella 4.6 Confronto tra i parametri di escursione plastica di rotazione e spostamento delle diverse connessioni*

Dai risultati ottenuti emerge come il modello delle barre sporgenti sia quello che meglio rappresenta i risultati sperimentali e questo è in accordo col fatto che questa connessione è emulativa di una connessione gettata in opera.

Da un punto di vista di spostamento massimo raggiunto anche le scarpe bullonate raggiungono uno spostamento molto prossimo a quello reale ma andando a guardare il comportamento nei link alla base si può vedere come la struttura abbia già sviluppato un ampio tratto plastico, molto maggiore rispetto a quello delle barre sporgenti. Questo è in accordo col fatto che le scarpe bullonate sono la connessione con una minor lunghezza di cerniera plastica e quindi una minor rotazione a rottura.

Il modello con accoppiatori raggiunge uno spostamento leggermente inferiore ai risultati sperimentali e agli altri modelli. A parità di sezione, armatura e lunghezza di cerniera plastica con le barre sporgenti questo comportamento è dovuto ai parametri del ciclo isteretico e in particolare al parametro  $\alpha$  che determina l'inclinazione delle rette di scarico. Infatti negli accoppiatori le rette sono più inclinate verso la verticale rispetto a tutte le altre connessioni e quindi resta una maggiore deformazione residua.

## CONCLUSIONI

In questo lavoro di tesi sono stati effettuati dei test sperimentali in scala reale di differenti tipologie di connessioni pilastro-fondazione tra elementi prefabbricati. In seguito si sono realizzati dei macro-modelli per riprodurre il comportamento osservato durante la fase sperimentale, tipico per ciascun collegamento. Infine, applicando i diversi modelli ad una struttura multipiano (testata in scala reale con connessione pilastro-fondazione del tipo a bicchiere), è stato possibile confrontare i diversi comportamenti delle connessioni studiate e paragonarli con i risultati ottenuti dal test.

Tramite la fase sperimentale è stato possibile ricavare le curve di inviluppo e i parametri isteretici caratteristici di ogni tipologia di connessione pilastro-fondazione oggetto di studio. Sono state inoltre identificate le modalità di rottura tipiche, e si è osservato che le connessioni analizzate differiscono in:

- duttilità di spostamento, che influisce sulla capacità di spostamento plastico del pilastro;
- forma ciclica, che influisce sulla capacità di dissipazione energetica;
- carico massimo, da tenersi in considerazione per una corretta applicazione del principio di gerarchia delle resistenze.

Per cogliere i risultati sperimentali, sono stati sviluppati dei macro-modelli di semplice implementazione, la cui curva di inviluppo è calcolata sulla base delle caratteristiche della sezione debole della catena resistente, mentre i parametri isteretici sono calibrati sulla base sperimentale. Si è notato come l'influenza della distinta modellazione del calcestruzzo confinato all'interno del nucleo staffato e del copriferro non confinato e di un modello incrudente con fase post-massimo dell'acciaio porti a più raffinati diagrammi momento-curvatura e a cogliere con maggior precisione i risultati ottenuti.

Sono state proposte le formule per il calcolo della lunghezza di cerniera plastica efficace per ciascuna connessione, riadattandole da formule classiche di letteratura sulla base delle osservazioni sperimentali e delle conferme numeriche.

Dall'applicazione ad una struttura multipiano reale dei modelli realizzati per ciascuna tipologia di connessione viene confermato, attraverso i risultati delle analisi dinamiche non-lineari, il diverso livello di sollecitazione dei collegamenti alla base. I risultati ottenuti mostrano che, pur con il raggiungimento di spostamenti in sommità simili, le connessioni sono sollecitate in modo molto diverso, specialmente in termini di richiesta di deformazioni plastiche.

## BIBLIOGRAFIA

### NORMATIVE

- [1] UNI EN 1998-1 Eurocodice 8, *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica*, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [2] *Norme Tecniche per le Costruzioni* D.M. 14 Gennaio 2008

### ARTICOLI E LIBRI

- [3] B. Dal Lago, M. Lamperti, G. Toniolo, *Verifica sperimentale di connessioni prefabbricate pilastro-fondazione soggette a carichi ciclici: risultati sperimentali*, atti del 18° congresso CTE, pp.915-922, Brescia, 11-13 Novembre 2010
- [4] F. Biondini, L. Ferrara, G. Toniolo, *Capacity design criteria for connections in precast structures*, 14° World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, Cina, 12-17 Ottobre 2008
- [5] J. F. Pazmiño, *Digital image correlation: principles and applications in science and engineering*, Tesi di dottorato, Politecnico di Milano, 2012
- [6] G. Toniolo, *Cent'anni di prefabbricazione in calcestruzzo*, Collegio CTE – Storia della prefabbricazione, 2002
- [7] P. Riva, *Le connessioni tra elementi prefabbricati - Soluzioni progettuali*, Conferenza “I 100 vantaggi della prefabbricazione”, Bologna, 29 Ottobre 2009
- [8] A. Dallago, *Strutture intelaiate ad assetto variabile*, atti del 18° Congresso del C.T.E, pp.335-244, Brescia, 11-13 Novembre 2010
- [9] International Federation for Structural Concrete (fib), “*Seismic design of precast concrete building structures*”, n°27, Gennaio 2004
- [10] International Federation for Structural Concrete (fib), “*Structural connections for precast concrete building*”, n°43, Febbraio 2008

- [11] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, R. Park, *Theoretical stress-strain model for confined concrete*, Journal of Structural Engineering, pp.1804-1826, vol. 114 issue 8, Settembre 1988
- [12] A.S.G. Bruggeling, G.F. Huyghe “*Prefabrication with concrete*”, A.A. Balkema, Taylor & Francis, pp.380, 1991
- [13] A. Saisi, G. Toniolo, *Precast r.c. columns under cyclic loading: an experimental programme oriented to EC8. Studies and researches*, Studi e Ricerche – Scuola di specializzazione in Costruzioni in c.a., vol.19, pp.373-413, 1998
- [15] A. Kuttab, J.W. Dougill, *Grouted and dowelled jointed precast concrete columns, behavior in combined bending and compression*, Magazine of Concrete Research, Vol.40, Issue 144, pp.131-142, Settembre 1988
- [17] P.Riva, A. Belleri, *Seismic behavior of precast column-to-foundation grouted sleeve connections*, proceedings of the first European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, pp.759-766, Geneva, Switzerland, 3-8 Settembre 2006
- [18] P. Riva, G. Luitprandi, C. Beschi, G. Metelli, *Comportamento sismico di un nodo pilastro fondazione per strutture prefabbricate in cemento armato*, atti del 17° Congresso C.T.E, pp. 771-780, Roma, 5-8 Novembre 2008
- [19] R.K. Dowell, F. Seible, E.L. Wilson, *Pivot hysteresis model for reinforced concrete members*, ACI Structural Journal, vol.95, issue 5, pp.607-617, 1 Settembre 1998
- [21] *Calculation report of the test structure*, Safecast Project, 23 Settembre 2010
- [22] C. Mazzoldi, M. Savoia, M. Ferrari, *Comportamento ciclico degli ancoraggi in fondazione di pilastri prefabbricati*, atti del 16° Congresso C.T.E, Parma, 9-11 Novembre 2006
- [23] G. Metelli, P. Riva, *Seismic behaviour of precast column to foundation joint*, proceedings of international fib Symposium, Amsterdam, 19-22 Maggio 2008

- [24] C. Ceccoli, C. Mazzoldi, M. Savoia, M. Ferrari, L. Vicenti, *Comportamento dei nodi del sistema di prefabbricazione APE*, atti del 17° Congresso C.T.E, Roma, 5-8 Novembre 2008
- [25] A. Castellani, E. Faccioli, “*Costruzioni in zona sismica*”, Hoepli, Dicembre 2007
- [26] E. Fagà, L. Bianco, D. Bellotti, D. Bolognini, R. Nascimbene, *Risposta a carichi ciclici di un sistema di collegamento tra pilastri prefabbricati e fondazione mediante piastre metalliche e tirafondi*, atti del 17° Congresso C.T.E, pp.893-900, Roma, 5-8 Novembre 2008
- [27] M. Valente, *Valutazione dell'azione diaframma della copertura sulla risposta sismica di edifici monopiano prefabbricati*, atti del 18° Congresso C.T.E, pp.819-829, Brescia, 11-13 Novembre 2010
- [28] M. Brunetta, L. Bandini, M. De Lorenzi, “*SAP2000R: analisi lineare/non lineare integrata con verifiche per strutture tridimensionali*”, Pordenone, Settembre 2006
- [29] S. Mazzoldi, F. McKenna, M. H. Scott, G. L. Fenves et al. “*Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*”, 1 Giugno 2007
- [30] T. Takeda, M. Sozen, M. Nielsen, *Reinforced concrete response to simulated earthquakes*, Journal of the Structural Division, Vol. 96, No. 12, pp. 2557-2573, Dicembre 1970
- [31] G. Toniolo, F. Biondini, G. Tsionis, *Capacity design and seismic performance of multi-storey precast structures*, European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol. 14, n° 1-10, pp. 11-28, 2010
- [32] F. Biondini, A. Palermo, G. Toniolo, *Lifetime seismic performance of precast reinforced concrete industrial buildings*, Life-Cycle Civil Engineering - Proceedings of the 1st International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, IALCCE '08, pp. 279-284, Varenna, 10-14 Luglio 2008
- [33] F. Biondini, G. Toniolo, *Analisi teorico-sperimentale del comportamento sismico di strutture prefabbricate*, XII Convegno Nazionale ANIDIS: l'ingegneria Sismica in Italia, Pisa, 10-14 Giugno 2007



- [34] G. Metelli, P. Riva, *Behaviour of a beam column dry joint for precast concrete elements*, 14° World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, Cina, 12-17 Ottobre 2008
- [36] M. Ferrari, *Sistema costruttivo integrato – La prefabbricazione con un sistema pluripiano iperstatico*, 15° congresso C.T.E. ,Bari, 4-6 Novembre 2004
- [37] C. Ceccoli, C. Mazzoldi, M. Savoia, M. Ferrari, B. Ferracuti, *Prove di pull-out su un sistema di ancoraggio per strutture prefabbricate*, atti del 16° convegno C.T.E., pp.511-520, Parma, 9-11 Novembre 2006
- [38] M.J.N. Priestley, *The Presss program –current status and proposed plans for phase III*, PCI JOURNAL, vol.41, n° 2, pp.22-40, Mar-Apr 1996
- [39] M.J.N. Priestley, S. Sritharan, J.R. Conley, S. Pampanin, *Preliminary results and conclusions from the Presss five-story precast concrete test building*, PCI JOURNAL vol.44, n°6, pp.42-47, Nov-Dic 1999
- [40] M.J.N. Priestley, *Direct Displacement-Based design of precast/prestressed concrete buildings*, PCI journal, vol. 47, n° 6, pp. 66-79, 2002
- [41] S.D.Nakaki, J.F. Stanton, S.Sritharan, *An overview of the PRESSS five-storey precast test building*, PCI journal, vol. 44, n° 2, pp. 26-39, 1999
- [42] S. Pampanin, M.J.N. Priestley, S. Sritharan, *Passive energy dissipation and self-centering capabilities in precast ductile connections*, 2° European Conference on Structural Control, ENPC, France, 3-6 Luglio 2000
- [43] J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*” Journal of Structural Engineering ASCE, vol.114, issue 8, pp.1804–1826, 1988
- [44] G. Toniolo, A. Palermo, M. Mandelli Contegni, *Strutture prefabbricate: schedario dei collegamenti*, Programma di Ricerca “Comportamento sismico dei collegamenti nelle strutture prefabbricate” in collaborazione con Assobeton, Report Maggio 2007

- [45] S. Pampanin, *Innovative seismic connections for precast concrete buildings*, ELITE - The International Journal of Precast, Art.4, pp. 53-60 , 2002
- [46] F. Biondini, G. Toniolo, *Probabilistic calibration and experimental validation of the seismic design criteri for one-storey concrete frames*, Journal of Earthquake Engineering, vol.13, pp.426–462, Maggio 2009
- [47] M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, *Displacement-based seismic design of structures*, IUSS Press, Pavia, Italia, 2007
- [48] P. Priestley, T.Paulay, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, Jhon Wiley and Sons Inc., 1992
- [49] A. Said, M. Elmorsi, M. Nehdi, *Non-linear model for reinforced concrete under cyclic loading*, Magazine of Concrete Research, Vol. 57, Issue 4, pp. 211 –224, 1 Maggio 2005
- [50] B.A. Dallago, M.G.L. Lamperti, G. Toniolo, *Studio sperimentale su connessioni pilastro-fondazione per strutture prefabbricate*, 19° Congresso CTE, Bologna, 8-10 Novembre 2012

## **WEB**

[www.safecastproject.eu](http://www.safecastproject.eu)

[www.ruredil.it](http://www.ruredil.it)

[www.halfen.it](http://www.halfen.it)

[www.ape.it](http://www.ape.it)

[http://stru.polimi.it/IT/Personale\\_Bacheca.plp?userid=parisi](http://stru.polimi.it/IT/Personale_Bacheca.plp?userid=parisi)

<http://elsa.jrc.ec.europa.eu/>

<http://www.ordineingegneri.bergamo.it/atti/sismica/007.pdf>

## Indice delle figure

<b>1. ASPETTI GENERALI SULLE STRUTTURE PREFABBRICATE.....</b>	<b>4</b>
Figura 1.1 Copertura con volte a shed in latero-cemento. (Toniolo,[6]).....	5
Figura 1.2 Sezione di una coeprtura con elementi a Y in calcestruzzo prefabbricato e lastre ondulate di completamento .....	6
Figura 1.3 a)Posa in opera di tegoli a pi-greca b)Copertura di grandi luci con voltine alari. (Toniolo,[6]) .....	6
Figura 1.4 Struttura prefabbrciata a telaio a) incastrato emulativo b) a pilastri isostatici	9
Figura 1.5 esempio di realizzazione di diaframma di piano.(Fédération internationale du béton, 2003[10]) .....	10
Figura 1.6 Esempio di sistema a parete non-portante con elementi prefabbricati.(Fédération internationale du béton, 2003[10]) .....	11
Figura 1.7 Schema strutturale di edificio a pareti portanti a)longitudinali b)trasversali c)disposte lungo due direzioni prevalenti.(Fédération internationale du béton, 2003[10]) .....	11
Figura 1.8 Esempio di struttura portante prefabbricata del tipo a cellula.(Fédération internationale du béton, 2003[10]) .....	12
Figura 1.9 Categorie di nodi tra elementi prefabbricati.[www.safecastproject.eu].....	13
Figura 1.10 Collegamento di copertura a $\pi$ realizzato mediante saldatura di una piastra d'acciaio su lamiere preinserite nei tegoli affioranti dal getto. (Toniolo, Palermo e Mandelli Contegni, 2007 [44]) .....	15
Figura 1.11 Collegamento a pi greco su una trave a I realizzato mediante il posizionamento di una scarpa metallica al piede della nervata. La scarpa è vincolata al tegolo attraverso apposito bullone passante nella nervatura, mentre l'ancoraggio alla trave è garantito da bulloni a testa d'ancora introdotti in un profilo canale preinserito nel getto della stessa trave. (Toniolo, Palermo e Mandelli Contegni, 2007 [44]).....	16

Figura 1.12 Collegamento tra trave a T rovescia e pilastro realizzato mediante spinotti in acciaio inseriti in appositi fori ricavati nei manufatti e successivamente riempiti con malta cementizia. Gli appoggi del tegolo sono costituiti da cuscinetti in gomma. (Toniolo, Palermo e Mandelli Contegni, 2007 [44]).....	17
Figura 1.13 Collegamento tra plinto di fondazione e pilastro realizzato mediante il posizionamento di centro metallico sul fondo del bicchiere del plinto su cui si posa il perno preinserito nel getto del pilastro; il collegamento viene completato con getto di malta. (Toniolo, Palermo e Mandelli Contegni, 2007 [44]).....	18
Figura 1.14 Collegamento tra platea di fondazione e pilastro realizzato mediante l'ammarraggio delle barre di armatura del pilastro in appositi tubi corrugati preinseriti nel getto della fondazione. Nei tubi viene posizionato il pilastro con l'ausilio di una piastra di centraggio, l'unione viene completata con il getto, sotto il pilastro, di malta reoplastica a ritiro compensato che ne garantisce l'appoggio completo sulla fondazione. (Toniolo, Palermo e Mandelli Contegni, 2007 [44]).....	19
Figura 1.15 Connessione delle barre longitudinali a) contact lap-splices (consigliato) b) non-contact lap-splices .....	21
Figura 1.16 Esempio di collegamento di una parete strutturale monolitico-equivalente a) schema funzionale; b) collegamento realizzato per un test .....	22
Figura 1.17 Connessione non monolitica-equivalente con elemento prefabbricato con precompressione a cavi scorrevoli ed elementi dissipativi.....	23
Figura 1.18 Esempio di plinto prefabbricato ancorato alla piastra di base e particolare della piastra [www.sicemspa.net].....	25
Figura 1.19 a) Particolare dell'infissione del pilastro prefabbricato nel plinto b) Plinto prefabbricato a base quadrata [www.sicemspa.net] .....	26
Figura 1.20 Dimensionamento della lunghezza di pilastro da inserire nel plinto prefabbricato. [FIB "Structural connections for precast concrete building"].....	27
Figura 1.21 Particolare dell'elemento scatolare inserito in una fondazione gettata in opera per l'alloggiamento della pilastro prefabbricata [www.ape.it] .....	28
Figura 1.22 Inserimento della pilastro prefabbricata all'interno dello scatolare e preparazione del cassero per getto di completamento [www.ape.it].....	29
Figura 1.23 Esempio di armatura della pilastro prima del getto e particolare del collegamento tra scarpa e tirafondo [www.halfen.com].....	30

Figura 1.24 Fasi della posa in opera di una pilastro prefabbricata con scarpe [www.halfen.com] .....	31
Figura 1.25 Esempio di posa in opera della pilastro con scarpe [www.halfen.com] .....	31
Figura 1.26 Esempio di armatura della pilastro prima del getto, in evidenza le 4 piastre angolari con i 3 fori per le viti di ancoraggio e le barre ad aderenza migliorata.....	33
Figura 1.27 Sezioni del pilastro per le differenti altezze [www.ruredil.it].....	34
Figura 1.28 Risultati ottenuti in termini di Forza – Spostamento dei quattro test. (Riva, Belleri, 2006 [17]) .....	35
Figura 1.29 Risultati ottenuti in termini di Momento - Curvatura dei quattro test. (Riva, Belleri, 2006 [17]) .....	36
Figura 1.30 Schema 3D del collegamento utilizzato per le prove.....	38
Figura 1.31 Risultati in termini di Momento - drift dei 3 test. (Metelli, Riva, 2008 [23]) .....	39
Figura 1.32 Montaggio del pilastro con le piastre di regolazione poste negli angoli. (Metelli, Riva, 2008 [23]).....	40
Figura 1.33 Diagrammi momento alla base-rotazione dei diversi provini. (Metelli, Riva, 2008 [23]) .....	40
Figura 1.34 Schema di un collegamento con flange bullonate tra pilastro e fondazione in calcestruzzo. ....	42

## **2. ANALISI SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO DI CONNESSIONI PILASTRO-FONDAZIONE .....47**

Figura 2.1 Risultati dei test sperimentali sui provini di cls C45/55 .....	47
Figura 2.2 Diagramma Forza - Spostamento della barra di acciaio B450C .....	48
Tabella 2.1 Proprietà della malta utilizzata .....	48
Figura 2.3 Sezione corrente delle colonne utilizzate per i test sperimentali.....	49
Figura 2.4 Schematizzazione del setup di prova. In evidenza la fondazione fissata alla trave in acciaio e il martinetto orizzontale.....	50
Figura 2.5 Setup di prova.....	50
Tabella 2.2 Canali di acquisizione per la registrazione della prova.....	52

Figura 2.6 a) Gefracin laterale destro; b) Trasduttore laterale sinistro .....	51
Figura 2.7 Martinetto orizzontale in sommità con potenziometro orizzontale.....	52
Figura 2.8 Applicazione del carico verticale tramite una barra Dywidag .....	52
Figura 2.9 Schema dell'applicazione degli strumenti di misura .....	54
Figura 2.10 Esempi di corrispondenza problematica a)struttura periodica; b)struttura deformata senza maglia .....	56
Figura 2.11 Esempi di puntinatura tipicamente usata per il DIC .....	57
Tabella 2.3Parametri fondamentali per DIC.....	57
Figura 2.12 Texture della connessione con barre sporgenti post-inserite .....	59
Figura 2.13 Fessurazione al 6% di drift delle barre sporgenti. Il pilastro è teso sul lato destro e compresso su quello sinistro .....	59
Figura 2.14 Schema della scelta dei punti in cui ricavare le rotazioni .....	60
Figura 2.15 Rotazioni dei punti scelti lungo il pilastro .....	63
Figura 2.16 Texture della connessione con accoppiatori .....	63
Figura 2.17 Fessurazione allo 0,6% di drift degli accoppiatori. Il pilastro è teso sul lato destro e compresso su quello sinistro .....	64
Figura 2.18 Texture della connessione con scarpe bullonate .....	64
Figura 2.19 Fessurazione allo 0,6% di drift delle scarpe bullonate. Il pilastro è teso sul lato destro e compresso su quello sinistro .....	65
Figura 2.20 Pilastro con scarpe bullonate, in evidenza l'applicazione delle scarpe su entrambi gli estremi del pilastro per test doppio .....	66
Figura 2.21 Sviluppo delle fessure fino al 5% di drift durante la prova.....	67
Figura 2.22 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto .....	68
Figura 2.23 Andamento del momento flettente rispetto al drift .....	68
Figura 2.24 Ampiezza delle fessure in funzione del momento flettente .....	69
Figura 2.25 Fessure all'interfaccia tra pilastro e fondazione dopo aver rimosso il pilastro .....	70
Figura 2.26 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto .....	71
Figura 2.27 Andamento del momento flettente in funzione del drift .....	71
Figura 2.28Ampiezza delle fessure in funzione del momento flettente .....	72

Figura 2.29 a) Fessure all'interfaccia pilastro-fondazione e all'interno della fondazione stessa; b) Collegamento al termine della prova .....	72
Figura 2.30 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto .....	73
Figura 2.31 Fessure alla base del pilastro e nella malta .....	74
Figura 2.32 Fessure all'interfaccia tra pilastro e fondazione una volta tolto il pilastro e fessura in fondazione .....	74
Figura 2.33 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto .....	75
Figura 2.34 Sviluppo delle fessure fino al 2,5% di drift durante la prova.....	77
.....	78
Figura 2.35 Andamento del momento flettente in funzione del drift .....	78
Figura 2.36 Ampiezza delle fessure in funzione del momento flettente .....	78
Figura 2.37 a) Base della fondazione all'interfaccia con il pilastro dopo averla rimossa; b) Scarpa centrale con la barra rotta .....	79
Figura 2.38 Particolare della fondazione con le scarpe invertite.....	80
Figura 2.39 Sviluppo delle fessure fino al 4,5% di drift durante la prova.....	82
Figura 2.40 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto .....	82
Figura 2.41 Andamento del momento flettente in funzione del drift .....	83
Figura 2.42 Particolare di una barra rotta al 4,5% di drift.....	84
Figura 2.43 Sviluppo delle fessure fino al 6% di drift durante la prova.....	85
Figura 2.44 Distribuzione delle fessure al termine della prova.....	86
Figura 2.45 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto .....	87
Figura 2.46 Andamento del momento flettente in funzione del drift .....	87
Figura 2.47 Ampiezza delle fessure in funzione del momento flettente .....	88
Figura 2.48 Connessione al termine della prova .....	88
Figura 2.49 Sviluppo delle fessure fino all'1,4% di drift durante la prova.....	89
Figura 2.50 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto .....	90
Figura 2.51 Andamento del momento flettente in funzione del drift .....	90

Figura 2.52 Sviluppo delle fessure fino al 5% di drift durante la prova.....	92
Figura 2.53 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto .....	93
Figura 2.54 Andamento del momento flettente in funzione del drift .....	93
Figura 2.55 Ampiezza delle fessure in funzione del momento flettente .....	94
Figura 2.56 Andamento del momento flettente in funzione della curvatura .....	94
Figura 2.57 Rottura duttile delle barre in corrispondenza della barra filettata.....	95
Figura 2.58 Sviluppo delle fessure fino al 5% durante la prova.....	97
Figura 2.59 Andamento della forza di taglio in sommità rispetto allo spostamento imposto .....	97
Figura 2.60 Andamento del momento flettente in funzione del drift .....	98
Figura 2.61 Ampiezza delle fessure in funzione del momento flettente .....	98
Figura 2.62 Energia dissipata dalla connessione con scarpe bullonate .....	100
Figura 2.63 Energia dissipata dalla connessione con scarpe indebolite .....	100
Figura 2.64 Energia dissipata dalla connessione con scarpe invertite.....	101
Figura 2.65 Energia dissipata dalla connessione con barre sporgenti post-inserite .....	101

### **3. MODELLAZIONE DELLE CONNESSIONI E ANALISI STRUTTURALE**

Figura 3.1 Schema del procedimento seguito per calibrare i modelli.....	104
Figure 3.2 Legge costitutiva del calcestruzzo a compressione.....	106
Figure 3.3 Legame costitutivo utilizzato per il calcestruzzo non confinato secondo il modello di Sargin .....	107
Figure 3.4 Legame costitutivo per il calcestruzzo confinato.....	108
Figure 3.5 Requisiti normativi per acciaio B450C (NTC 11.3.2.1[2]).....	109
Figure 3.6 Legame costitutivo non lineare dell'acciaio B450C tarato su base sperimentale.....	110
Figure 3.7 Diagramma momento-curvatura delle scarpe bullonate per: a) N=0 b) N=38 t .....	112
Figure 3.8 Diagramma momento-curvatura delle barre sporgenti post-inserite per: a)senza forza assiale b) N= 38 t.....	113



Figure 3.8 Diagramma momento-curvatura delle barre sporgenti post-inserite per: a) senza forza assiale b) $N = 38 \text{ t}$ .....	112
Figure 3.9 Diagramma momento-curvatura delle scarpe invertite per: a) senza forza assiale b) $N = 38 \text{ t}$ .....	113
Figure 3.10 Diagramma momento-curvatura degli accoppiatori per: a) $N = 0$ b) $N = 38 \text{ t}$ .....	114
Tabella 3.1 Valori di rigidezza del pilastro fessurata per le diverse connessioni.....	115
Tabella 3.2 Valori dell'altezza di fessurazione del pilastro per le diverse connessioni	116
Tabella 3.3 Formule e valori proposti per il calcolo della lunghezza di cerniera plastica per le diverse connessioni.....	117
Figure 3.11 Lunghezza di cerniera plastica efficace in funzione dell'altezza del pilastro .....	118
Figure 3.12 Caratteristiche dell'elemento LINK .....	119
Figure 3.13 Schema del collegamento pilastro - fondazione.....	120
Figure 3.14 Diagramma momento-rotazione delle cerniere per la prova pushover .....	121
Figure 3.15 Applicazione dell'analisi di spinta ad un telaio con relative deformate e curve di capacità .....	123
Figure 3.16 Legame momento -rotazione della sezione di ancoraggio della connessione con scarpe bullonate .....	124
Figure 3.17 Diagramma forza-spostamento: confronto tra la curva sperimentale e i modelli numerici.....	125
Figure 3.18 Diagramma momento-rotazione della sezione con barre sporgenti post- inserite .....	126
Figure 3.19 Diagramma forza-spostamento della connessione con barre sporgenti post- inserite ottenuta col modello numerico .....	126
Figure 3.20 Diagramma momento-rotazione per le scarpe invertite .....	127
Figure 3.21 Diagramma forza-spostamento della connessione con scarpe invertite....	127
Figure 3.22 Grafico momento-rotazione della sezione di ancoraggio del sistema con accoppiatori .....	128
Figure 3.23 Grafico forza-spostamento del modello per gli accoppiatori.....	129
Figure 3.24 Confronto dei risultati in termini di forza-spostamento.....	130
Figure 3.25 Comportamento isteretico del tipo Pivot dell'elemento link.....	133
Figura 3.26 Calcolo dell'inclinazione di scarico media del grafico F-s delle barre sporgenti post-inserite .....	134
Tabella 3.4 Angolo di inclinazione medio delle rette di scarico del grafico F-s delle barre sporgenti post-inserite .....	134
Tabella 3.5 Calcolo delle inclinazioni di scarico del grafico F-s di tutte le prove in esame .....	135
Tabella 3.6 Valori ricavati dal grafico M- $\theta$ delle barre sporgenti post-inserite per il calcolo di $\alpha$ e $\beta$ .....	136
Figure 3.27 Diagramma momento-rotazione della sezione critica delle barre sporgenti post-inserite con $N = 380 \text{ kN}$ .....	136

Figure 3.28 Diagramma Forza -Spostamento della curva sperimentale e del modello costruito in SAP per le barre sporgenti post-inserite.....	137
Tabella 3.7 Parametrici isteretici per le scarpe invertite .....	138
Figure 3.29 Diagramma momento-rotazione per le scarpe invertite con N = 38 t.....	138
Figure 3.30 Diagramma forza-spostamento per le scarpe invertite.....	139
Tabella 3.8 Parametri isteretici per gli accoppiatori.....	140
Figure 3.31 Diagramma momento-rotazione della sezione critica degli accoppiatori .	140
Figure 3.31 Diagramma forza-spostamento per la connessione con accoppiatori .....	141
Tabella 3.9 Parametri isteretici per le scarpe bullonate.....	142
Figure 3.32 Diagramma momento - rotazione della sezione critica delle scarpe bullonate .....	142
Figure 3.33 Diagramma forza-spostamento per le connessioni scarpe bullonate .....	143
Tabella 3.10 Confronto dei parametri isteretici delle diverse connessioni.....	144

#### **4. COMPORTAMENTO SISMICO DI UNA STRUTTURA MULTIPIANO CON DIVERSE TIPOLOGIE DI CONNESSIONE PILASTRO-FONDAZIONE** **Errore. Il segnalibro non è definito.**

Figure 4.1 Edificio costruito nel laboratorio di Ispra .....	146
Figure 4.2 Pianta del piano 1° .....	146
Figure 4.3 Pianta del piano 2° .....	147
Figure 4.4 Sezione A-A' dell'edificio .....	147
Figure 4.5 Sezione B-B' dell'edificio.....	148
Figure 4.6 a)sezione corrente del pilastro multipiano b)sezione del capitelo .....	148
Figure 4.7 Sezione delle travi a T rovesce forate .....	149
Figure 4.8 Accelerogramma utilizzato per validare il modello.....	149
Figure 4.9 Edificio di Ispra: in evidenza il muro di contrasto e i martinetti idraulici ..	150
Figure 4.10 Spostamenti di piano ottenuti dal test sperimentale.....	151
Figure 4.11 Andamento del drift rispetto al taglio alla base ottenuti dal test sperimentale	
Tabella 4.1 Forza assiale agente sui pilastri dell'edificio .....	151
Figure 4.12 3D del modello realizzato in SAP200.....	152
Tabella 4.2 Masse di piano .....	153
Figure 4.13 Sezione del modello realizzato in SAP2000 .....	153
Tabella 4.3 Valori della lunghezza di cerniera plastica per le diverse connessioni .....	154
Tabella 4.4 Parametri caratteristici per ogni connessione per l'analisi dinamica non-lineare .....	155
Figure 4.14 Diagramma momento-rotazione della sezione dei pilastri.....	156
Figure 4.15 Spostamenti di piano per il modello con barre sporgenti.....	157
Figure 4.16 Andamento del drift in sommità rispetto al taglio alla base .....	157
Figure 4.17 Diagramma momento-rotazione del pilastro centrale .....	158
Figure 4.18 Diagramma momento-rotazione dei pilastri d'angolo.....	159
Figure 4.19 Diagramma momento-rotazione dei pilastri su cui poggiano due travi ....	159
Figure 4.20 Diagramma momento-rotazione dei pilastri su cui poggia una trave .....	161

Figure 4.21 Confronto tra l'andamento drift-taglio alla base tra la connessione con barre sporgenti e i risultati sperimentali .....	160
Figure 4.22 Spostamenti del primo piano delle barre sporgenti a confronto coi risultati sperimentali .....	160
Figure 4.23 Spostamenti del secondo piano delle barre sporgenti a confronto coi risultati sperimentali .....	161
Figure 4.24 Spostamenti del terzo piano delle barre sporgenti a confronto coi risultati sperimentali .....	161
Figure 4.25 Diagramma momento-rotazione della sezione dei pilastri.....	162
Figure 4.26 Spostamenti di piano dell'edificio .....	163
Figure 4.27 Andamento del drift in funzione del taglio alla base .....	163
Figure 4.28 Diagramma momento-rotazione nel link del pilastro centrale.....	164
Figure 4.29 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri d'angolo.....	164
Figure 4.30 Diagramma momento-rotazione nei link dei pilastri su cui poggiano due travi.....	165
Figure 4.31 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri su cui poggia una trave .....	165
Figure 4.32 Diagramma momento-rotazione della sezione critica dei 4 pilastri tipo...	166
Figure 4.33 Spostamenti di piano dell'edificio .....	167
Figure 4.34 Andamento del drift in funzione del taglio alla base .....	167
Figure 4.35 Diagramma momento-rotazione nel link del pilastro centrale.....	168
Figure 4.36 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri d'angolo.....	168
Figure 4.37 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri su cui poggiano due travi.....	169
Figure 4.38 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri su cui poggia una trave .....	169
Figure 4.39 Diagramma momento-rotazione della sezione critica dei 4 pilastri tipo...	170
Figure 4.40 Spostamenti di piano dell'edificio .....	170
Figure 4.41 Andamento del drift in sommità in funzione del taglio alla base .....	171
Figure 4.42 Diagramma momento-rotazione nel link del pilastro centrale.....	172
Figure 4.43 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri d'angolo.....	172

Figure 4.44 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri su cui poggiano due travi.....	173
Figure 4.45 Diagramma momento-rotazione nel link dei pilastri su cui poggia una trave .....	173
Tabella 4.5 Valori di spostamento e drift massimi raggiunti dalla struttura con le diverse connessioni .....	174
Tabella 4.6 Confronto tra i parametri di escursione plastica di rotazione e spostamento delle diverse connessioni .....	175