

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA IN INGEGNERIA CIVILE

D.I.C.A.M

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

TESI DI LAUREA

in

Tecnica delle costruzioni LS

**COMPORTAMENTO MECCANICO DEL
COLLEGAMENTO IN FONDAZIONE DI PILASTRI
PREFABBRICATI SOGGETTI AD AZIONI
CICLICHE**

CANDIDATA
Lisa Ombra

RELATORE:
Chiar.mo Prof. Claudio Mazzotti

CORRELATORE
Chiar.mo Prof. Marco Savoia

Anno Accademico 2009/2010

Sessione III

a Raviolo e alla mia famiglia

Indice

Introduzione	1
Capitolo 1	7
Sistema costruttivo integrato pluriplano	
Capitolo 2	13
Campagne sperimentali relative a prove di presso-flessione su pilastri presenti in letteratura	
2.1 Generalità	13
2.2 Campagne sperimentali effettuate su pilastri di dimensioni scalate	16
2.2.1 Lateral load behavior of reinforced concrete columns constructed using high-strength materials (Thomsen, Wallance ACI Structural Journal 1994)	16
2.2.2 Seismic performance of high strength concrete columns (Xiao, Martirosyan 1998 Journal of Structural Engineering)	18
2.2.3 Seismic performance of high-strength concrete columns (Hwang, Yun, Park, Han 2005 Magazine of Concrete Research)	19
2.3 Campagne sperimentali effettuate su pilastri a sezione circolare	21
2.3.1 Circular high-strength concrete columns under simulated seismic loading (Saatcioglu, Baingo 1999 Journal of Structural Engineering)	21
2.3.2 Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance (Chai, Pristley, Seible 1991 ACI Structural Journal)	25
2.4 Campagne sperimentali effettuate su pilastri a sezione quadrata e rettangolare	28

Indice

2.4.1	Behavior of high-strength concrete columns under cyclic flexure and constant axial load (Légeron, Paultre 2000 ACI Structural Journal)	28
2.4.2	Influence of concrete strength and transverse reinforcement yield strength on behavior of high-strength concrete columns (Paultre, Légeron, Mongeau 2001 ACI Structural Journal)	35
2.4.3	Experimental studies on full-scale high-strength concrete columns (Yan Xiao, Henry W. Yun 2002 ACI Structural Journal)	37
2.4.4	Seismic behavior of RC columns with various tie configurations (Mo, Wang 2000 Journal of Structural Engineering)	42
2.4.5	Performance of reinforced concrete columns designed for flexure under severe displacement cycles (Acun, Sucuoglu 2010 ACI Structural Journal)	45
Capitolo 3		49
Prove di pull-out: programma sperimentale e schema della prova		
3.1	Obiettivo delle prove di estrazione	49
3.2	Campagna sperimentale precedente	51
3.3	Caratteristiche meccaniche e geometriche dei campioni testati	55
3.4	Descrizione del programma sperimentale	60
3.5	Schema della prova	62
3.5.1	Sistema per l'applicazione della forza di estrazione	62
3.5.2	Sistema per l'applicazione della forza orizzontale ciclica	64
Capitolo 4		73
Prove di pull-out: strumentazione utilizzata		
4.1	LVDT (Linear Variable Differential Transformer)	73
4.1.1	LVDT utilizzati durante l'applicazione della forza verticale	76
4.1.2	LVDT utilizzati durante l'applicazione della forza orizzontale	82

4.2	Strumenti utilizzati per l'applicazione e la misura della forza verticale	85
4.2.1	Martinetto cavo, pompa idraulica e trasduttore di pressione	85
4.2.2	Sistema di acquisizione dati	87
4.3	Strumenti utilizzati per l'applicazione e la misura della forza orizzontale	92
4.3.1	Vite senza fine	92
.		
4.3.2	Cella di carico	93
4.3.3	Sistema di acquisizione dati	94
Capitolo 5		95
Prove di pull-out: elaborazione dei risultati		
5.1	Campione 1A1	95
5.2	Campione 1A2	100
5.3	Campione 1A3	108
5.4	Campione 1B1	113
5.5	Campione 1B2	125
5.6	Campione 1C1	135
5.7	Campione 1D1	152
5.8	Campione 1D2	167
5.9	Campione 1E1	181
5.10	Campione 2A1	191
5.11	Campione 2B1	195
5.12	Campione 2D1	205
5.13	Campione 2E1	218
5.14	Campione 2E2	229
Capitolo 6		237
Prove di pull-out: analisi dei risultati e conclusioni		

Indice

6.1	Generalità	237
6.2	Influenza della lunghezza dello scatolare	244
6.3	Influenza dei cicli verticali	247
6.4	Influenza dei cicli orizzontali	251
6.5	Legge τ -slip	257
Capitolo 7		271
Prova di presso-flessione sul pilastro: descrizione del pilastro		
7.1	Caratteristiche geometriche e meccaniche del pilastro	271
7.2	Caratteristiche geometriche e meccaniche della fondazione	274
Capitolo 8		277
Prova di presso-flessione sul pilastro: schema della prova		
8.1	Calcolo del momento resistente del pilastro	277
8.2	Schema della prova	283
8.3	Sistema di contrasto	285
8.3.1	Calcolo delle tensioni nei triangoli di controvento e nella corrispondente trave di collegamento	300
8.3.2	Calcolo dello stato tensionale delle barre DYWIDAG	301
8.3.3	Verifica della piastra C	303
8.3.4	Verifica dei bulloni che collegano la piastra del martinello ai due HE B 200	306
8.3.5	Verifica dei bulloni che collegano il montante del telaio triangolare ai due HE B 200	307
8.3.6	Verifica delle saldature delle piastre A e B	308
8.3.7	Verifica delle saldature della piastra C	310
8.4	Sistema per l'applicazione della forza normale	312
8.4.1	Dimensionamento dei profili HE B 200	318

8.4.2	Verifica delle saldature interne alla scatola	319
8.4.3	Dimensionamento delle staffe della cerniera a perno	319
8.4.4	Dimensionamento del perno in acciaio della cerniera	322
8.4.5	Verifica delle saldature tra le staffe della cerniera a perno e la piastra inferiore della scatola	324
8.4.6	Verifica delle saldature che permettono il collegamento tra le staffe centrali delle cerniere a perno e la piastra orizzontale interna alla fondazione	325
	Bibliografia	327

Introduzione

La prefabbricazione di strutture in calcestruzzo armato costituisce un processo costruttivo in cui gli elementi in calcestruzzo armato normale o precompresso, che vengono utilizzati per la realizzazione di una costruzione edilizia, vengono realizzati individualmente, a piè d'opera o in stabilimento, e poi montati o assemblati con altri elementi mediante unioni di vario tipo. Queste ultime si distinguono prevalentemente in “unioni a secco” e in “unioni a umido”: le prime possono essere ad attrito o a spinotto mentre le seconde prevedono la realizzazione di getti integrativi.

Sebbene edifici industriali completamente prefabbricati fossero già stati precedentemente realizzati, la diffusione della prefabbricazione nell'edilizia industriale si è avuta intorno agli anni Sessanta. Le ragioni che hanno portato all'affermazione di questa tecnica costruttiva sono intimamente legate allo scenario sociale ed economico che si presentava in quegli anni: l'Europa usciva dal conflitto mondiale e si avviava verso il processo di ricostruzione. Vi era un grande fabbisogno di abitazioni, scuole e fabbriche e mancavano gli operai ed i materiali da costruzione: era tuttavia necessario costruire rapidamente ed a minor costo possibile. Questa situazione di depressione e carestia che dopo il 1945 caratterizzava in generale tutta l'Europa era ancor più avvertita in Italia dove il problema della carenza di abitazioni era uno dei più preoccupati ed impellenti. Quando questa fase di emergenza risultò superata, la prefabbricazione si era sviluppata, grazie anche alla diffusione della precompressione. In altre parole, da uno stato di bisogno era nato un sistema costruttivo nuovo, caratterizzato dall'industrializzazione e dalla produzione in serie. Questo nuovo “modo di costruire” è fin da subito apparso vantaggioso e conveniente in quanto costituisce un buon compromesso tra costo, rapidità di esecuzione, prevedibilità del comportamento strutturale e affidabilità.

Introduzione

Ovviamente nel corso del tempo la scelta dei materiali, i metodi di produzione degli elementi prefabbricati, le tecnologie utilizzate per i collegamenti e le tecniche costruttive hanno subito continui cambiamenti, rettifiche e miglioramenti.

Negli ultimi anni vi è stata un'ampia diffusione delle costruzioni prefabbricate, in particolar modo per determinate tipologie di edifici quali quelli industriali (l'80% di tali edifici è oggi realizzato con struttura prefabbricata) e, in maniera sempre crescente, quelli commerciali ad uno o più piani.

Fino ad una decina di anni fa, il dimensionamento e le verifiche in campo elasto-plastico degli elementi e dei particolari utilizzati nella prefabbricazione consideravano i carichi e i sovraccarichi verticali come azioni di riferimento; nelle zone dichiarate sismiche, le sollecitazioni provocate dalle azioni orizzontali di progetto venivano utilizzate al più per analisi delle resistenze in campo elastico. L'introduzione dell'ordinanza n° 3274 del 20 marzo 2003 (primo passo verso il recepimento delle direttive europee in materia) ha posto l'accento anche e soprattutto sulla resistenza, sulle risorse di duttilità, e quindi sulle capacità dissipative delle strutture prefabbricate soggette all'azione orizzontale provocata da un evento sismico. Sono state quindi intraprese tutta una serie di indagini teorico-sperimentali che hanno permesso di comprendere il comportamento dell'insieme strutturale sottoposto all'azione sismica, consentendo la valutazione delle sue risorse di duttilità, della conseguente capacità dissipativa ed il corretto calcolo dei principali elementi (travi, pilastri ecc.).

Resta invece non ancora completamente concluso lo studio relativo ai collegamenti tra gli elementi prefabbricati. L'assemblaggio di elementi prefabbricati a costituire una struttura a telaio pone infatti il problema di come collegare i vari elementi nei nodi e soprattutto di capire quale tipologia di vincolo riproduce il collegamento ottimale. Quest'ultima questione di notevole importanza per il calcolo delle sollecitazioni che nascono nei vari elementi strutturali per effetto di diverse combinazioni di carico, rimane ancora del tutto aperta. Si è quindi sentita la necessità di avviare un'indagine approfondita e

generalizzata relativa all'analisi dei collegamenti tra elementi prefabbricati di strutture soggette a sisma, che sia in grado di condurre ad una serie di indicazioni progettuali e realizzative, scientificamente corrette, complete e sperimentalmente testate, dei nodi e delle unioni nelle strutture prefabbricate.

Nell'ottica delle problematiche appena discusse, con il presente lavoro di tesi, di carattere prevalentemente sperimentale, ci si è posti come obiettivo quello di studiare il comportamento di un particolare tipo di collegamento pilastro prefabbricato-fondazione proposto e utilizzato dalla ditta APE di Montecchio Emilia (RE), specializzata nella produzione di manufatti per la realizzazione di telai prefabbricati in calcestruzzo armato. Il particolare collegamento pilastro-fondazione che viene indagato in questo elaborato fa parte di un sistema costruttivo di prefabbricazione innovativo in quanto nonostante il montaggio e l'assemblaggio degli elementi prefabbricati avvenga completamente "a secco", mediante getti ed armature integrative è possibile conferire alla struttura le stesse caratteristiche prestazionali di una struttura spaziale iperstatica. Tale sistema di prefabbricazione è denominato "Sistema Costruttivo Integrato Pluripiano" ed è stato concepito ed elaborato dall'APE.

Per analizzare il comportamento del collegamento in questione, sono state effettuate delle prove di estrazione su barre di armatura annegate in appositi plinti di calcestruzzo. Ognuna delle barre testate è stata inserita all'interno del plinto in calcestruzzo con le stesse modalità con cui i ferri di ripresa dei pilastri prefabbricati APE vengono inseriti all'interno delle corrispettive fondazioni. Le barre prima di essere estratte dai plinti sono state sollecitate mediante delle forze cicliche sia orizzontali che verticali. Questa campagna di prove è stata intrapresa al fine di investigare se le sollecitazioni cicliche sia orizzontali che verticali che i ferri di ripresa dei pilastri assorbono quando questi ultimi sono soggetti ad azione sismica, possano pregiudicare o meno il corretto funzionamento del sistema di collegamento tra il pilastro e la fondazione. Le prove in questione sono state interamente preparate ed eseguite presso il Laboratorio di Prove su Strutture

Introduzione

(La.P.S) dell'Università di Bologna con la quale la ditta APE collabora per la sperimentazione di nuovi sistemi e tecnologie.

Le prove descritte in questa tesi costituiscono solo la prima parte di una campagna sperimentale ben più ampia incentrata su delle prove di presso-flessione su pilastri che verranno effettuate in futuro. La progettazione delle prove di presso-flessione appena citate fa parte di questo elaborato. In particolare negli ultimi capitoli sono descritte le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastri testati e i sistemi messi a punto per trasmettere ai pilastri sia una forza normale di compressione che una forza orizzontale ciclica.

Nel seguito si sintetizza brevemente il contenuto dei vari capitoli.

Capitolo 1 Sistema Costruttivo Integrato Pluripiano

Nel primo capitolo viene descritto il “Sistema Costruttivo Integrato Pluripiano” introdotto per la prima volta dall’APE. In particolare se ne evidenziano i vantaggi rispetto ai sistemi costruttivi di prefabbricazione tradizionali e si illustrano i principali elementi che lo costituiscono e le modalità con cui essi vengono assemblati con particolare attenzione al collegamento pilastro-fondazione.

Capitolo 2 Campagne sperimentali relative a prove di presso-flessione su pilastri presenti in letteratura

Nel secondo capitolo vengono brevemente riportate le campagne sperimentali presenti in letteratura relative a prove di presso-flessione su pilastri in calcestruzzo effettuate da altri gruppi di ricerca ed analizzate nel presente lavoro di tesi.

Capitolo 3 Prove di pull-out: programma sperimentale e schema della prova

Nel terzo capitolo sono state introdotte le prove di estrazione oggetto del presente lavoro di tesi. In particolare dopo aver illustrato gli obiettivi che si sono voluti conseguire con queste prove, sono state descritte le caratteristiche geometriche e meccaniche dei campioni testati, il programma sperimentale adottato e lo schema

seguito per le prove. Inoltre è stata riportata una campagna sperimentale effettuata nel 2006 del tutto analoga a quella in questione.

Capitolo 4 Prove di pull-out: strumentazione utilizzata

Nel quarto capitolo è stata descritta la strumentazione utilizzata per le prove di estrazione. In particolare sono state brevemente illustrate le caratteristiche sia degli LVDT, ossia gli strumenti utilizzati per misurare gli spostamenti subiti dalla barra quando questa viene sottoposta a forze orizzontali o verticali, sia degli strumenti adoperati per l'applicazione e la misura delle forze in questione.

Capitolo 5 Prove di pull-out: elaborazione dei risultati

Nel quinto capitolo sono stati riportati i risultati di tutte le prove di estrazione effettuate. In particolare per ogni campione testato, ne sono state riassunte le caratteristiche, sono state descritte le modalità di prova seguite e sono stati riportati i vari grafici forza-spostamento ottenuti.

Capitolo 6 Prove di pull-out: analisi dei risultati e conclusioni

Nel sesto capitolo è stata effettuata un'analisi globale di tutti i risultati ottenuti dalle prove di estrazione illustrate nel capitolo 5. In particolare sono stati riportati i vari confronti effettuati e sono state descritte le conclusioni e le deduzioni a cui si è giunti al termine della campagna sperimentale in questione.

Capitolo 7 Prova di presso-flessione sul pilastro: descrizione del pilastro

Nel settimo capitolo vengono descritte le proprietà geometriche e meccaniche dei pilastri che verranno soggetti a prova di presso-flessione.

Capitolo 8 Prova di presso-flessione sul pilastro: schema della prova

Nell'ottavo capitolo dopo aver riportato il calcolo della presunta capacità resistente a flessione dei pilastri che verranno soggetti a presso-flessione, è stato illustrato lo schema della prova in questione. In particolare sono stati descritti sia

Introduzione

il timpano di contrasto necessario per l'applicazione della forza orizzontale ciclica che il sistema che è stato ideato per l'applicazione della forza normale di compressione.

Capitolo 1

Sistema Costruttivo Integrato Pluripiano

Il collegamento pilastro prefabbricato-fondazione oggetto del presente lavoro di tesi costituisce un particolare strutturale appartenente allo schema costruttivo di prefabbricazione in calcestruzzo armato normale utilizzato dalla ditta APE s.p.a. di Montecchio Emilia (RE). Esso è denominato “Sistema Costruttivo Integrato Pluripiano” e rappresenta nel settore dell’edilizia terziaria-industriale un’alternativa alla prefabbricazione in c.a.p..

Prima di illustrare le prove sperimentali effettuate si è ritenuto opportuno descrivere brevemente in che cosa consiste questo nuovo sistema costruttivo mettendo in rilievo le caratteristiche che lo differenziano dai sistemi di prefabbricazione classici.

Il sistema pluripiano APE che prevede un procedimento costruttivo ad ampio raggio di operatività (dall’area dell’edilizia terziaria-industriale a quella civile-residenziale) ed è capace di ridurre sia l’impiego di risorse e che i tempi di costruzione, è stato ideato con l’obiettivo di realizzare una struttura pluripiano con un montaggio ‘tutto a secco’, ma con le caratteristiche prestazionali di una struttura spaziale iperstatica. Tale sistema costruttivo è nato per risolvere le problematiche tipiche dei sistemi di prefabbricazione classici. Questi ultimi ricorrono ad elementi prefabbricati interamente realizzati in stabilimento ed assemblati quasi ed esclusivamente a secco in schemi a funzionamento isostatico e si contraddistinguono pertanto per le elevate capacità prestazionali dei singoli componenti. Essi garantiscono notevoli resistenze ai sovraccarichi verticali con ampie luci di carico ma nello stesso tempo presentano notevoli problematiche connesse sia alla progettazione per le sollecitazioni indotte dalle azioni orizzontali sismiche, sia alla scelta del tipo di fondazione.

Capitolo 1

Il sistema costruttivo pluriplano integrato introdotto per ovviare alle limitazioni appena elencate, rappresenta l'evoluzione del precedente sistema costruttivo "K avanzato" nato con l'obiettivo di realizzare strutture ad uso civile-residenziale sfruttando l'assemblaggio in opera di semiprefabbricati leggeri. In figura 1.1 sono riportate le schematizzazioni sia del sistema costruttivo pluriplano che del precedente sistema costruttivo K avanzato.

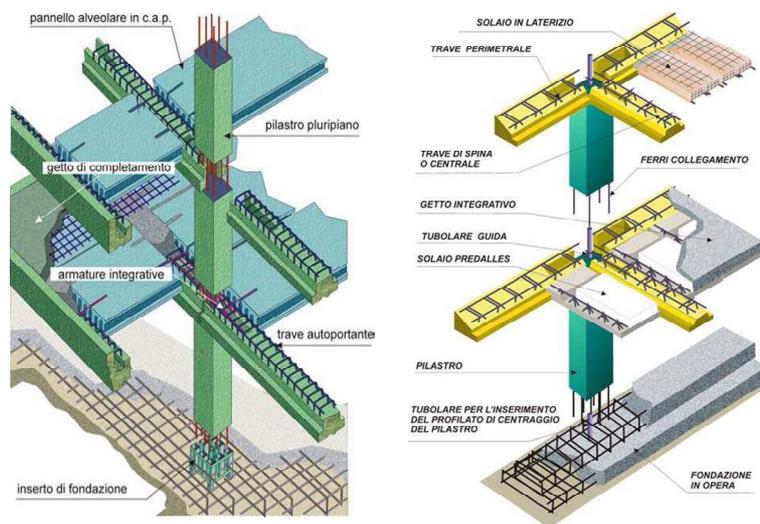


Figura 1.1 Schematizzazione del sistema costruttivo pluriplano e del precedente sistema costruttivo k.

L'obiettivo del moderno sistema costruttivo pluriplano integrato è quello di realizzare una struttura pluriplano iperstatica tradizionale caratterizzata da un montaggio "tutto a secco" e da una organizzazione di cantiere tipica dei prefabbricati industriali. Questo sistema è quindi formato da un sottosistema composto da semiprefabbricati leggeri da assemblare in opera con getti ed armature di completamento, per la realizzazione di un complesso strutturale monolitico, staticamente idoneo all'assorbimento di sollecitazioni sia verticali che orizzontali. I principali elementi che costituiscono il sistema in questione, riportati anche in figura 1.2, sono:

- pilastri pluriplano con interruzioni del getto

- travi tralicciate di ampia luce dotate di tasche di completamento ed ali di supporto per gli orizzontamenti
- pannelli alveolari precompressi autoportanti dotati di armature d'innesto o asole di alloggiamento per armature di completamento .

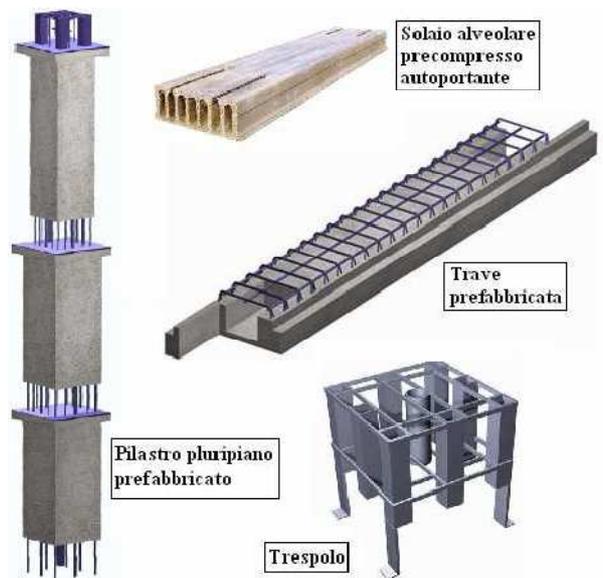


Figura 1.2 Elementi prefabbricati costituenti il sistema costruttivo integrato.

L'assemblaggio degli elementi sopra elencati in schemi isostatici fedeli alla disposizione definitiva ed in grado di supportare il peso proprio ed il peso dei getti integrativi, fa sì che le uniche attività di getto in opera richieste siano:

- l'esecuzione della struttura di fondazione
- l'esecuzione del getto di seconda fase della fondazione mediante malte antiritiro grazie alle quali il pilastro viene reso solidale all'inserto di fondazione;
- la disposizione delle armature integrative, fornite a corredo, di nodi strutturali e solai;
- la bagnatura delle superfici e l'esecuzione, in un'unica fase, del getto di completamento.

L'avvenuta maturazione dei getti integrativi conferisce al sistema la capacità portante di un sistema strutturale spaziale iperstatico.

Capitolo 1

Una delle innovazioni principali apportata dal sistema costruttivo integrato, attorno alla quale ruotano la maggior parte dei contenuti di questo lavoro di tesi, è rappresentata dai trespole metallici che vengono utilizzati per il collegamento dei pilastri alle fondazioni. Nel getto di queste ultime viene infatti annegato un dispositivo in acciaio, denominato trespole. Tale dispositivo ha lo scopo di sostenere il pilastro in fase di montaggio e di consentirne l'inghisaggio con la fondazione stessa. Il trespole è costituito da un telaio metallico che collega una serie di scatolari chiusi alla base, aventi la funzione di creare nella fondazione dei vani entro cui saranno inseriti i ferri di ripresa del pilastro. Un apposito innesto posizionato al centro del trespole consente, tramite l'inserimento di un tubolare metallico, che fuoriesce dal pilastro prefabbricato, alla precisa "centratura" ed al sostegno provvisorio del pilastro prima del getto di inghisaggio. Quest'ultimo viene effettuato mediante una malta ad elevata resistenza e a ritiro compensato (EMACO). In figura 1.3 si riporta un'immagine del trespole mentre in figura 1.4 vengono illustrate le fasi più significative del montaggio del pilastro nella di fondazione.



Figura 1.3 Trespole in acciaio che viene annegato nella fondazione.

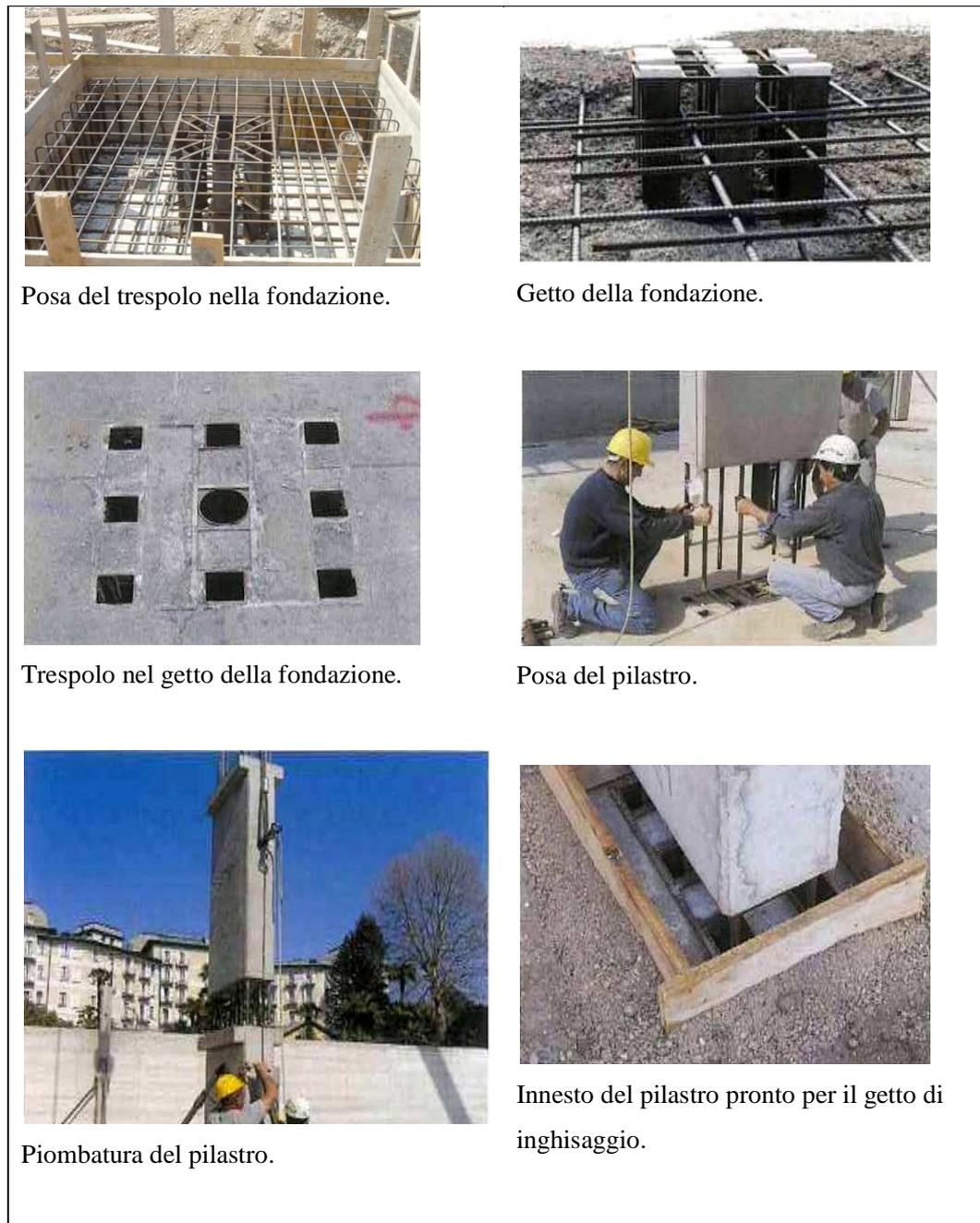


Figura 1.4 Fasi del montaggio del pilastro nella fondazione.

L'area di applicazione di tale sistema costruttivo è, come già anticipato, quella del terziario-industriale: centri commerciali, direzionali, alberghi, centri artigianali, parcheggi interrati e fuori terra, ecc; con tipologie strutturali variabili dalla piccola

Capitolo 1

struttura fino a maglie di 10 x 10 m e oltre, eventualmente caratterizzate da elevati sovraccarichi. L'altezza varia di norma da uno a quattro piani utilizzando il pilastro pluripiano unico, ma la possibilità di combinare la tecnologia di innesto in fondazione (trespolo) anche alla sommità del pilastro consente di eseguire edifici di altezze superiori, limitatamente alle possibilità dei mezzi di sollevamento. In figura 1.5 è riportata una fotografia scattata durante la costruzione dell'Istituto Giannina Gaslini a Genova, edificio pluripiano realizzato con innesti a trespolo in sommità dei pilastri.



Figura 1.5 Edificio pluripiano realizzato con innesti a trespolo in sommità dei pilastri.

Capitolo 2

Campagne sperimentali relative a prove di presso-flessione su pilastri presenti in letteratura

Nel presente capitolo vengono brevemente riportate le campagne sperimentali presenti in letteratura relative a prove di presso-flessione su pilastri in calcestruzzo effettuate da altri gruppi di ricerca ed analizzate nel presente lavoro di tesi. Infatti prima di progettare il telaio di contrasto necessario per l'applicazione della forza orizzontale ciclica e il sistema adottato per l'applicazione della forza normale di compressione (capitolo 8), sono state visionate altre esperienze simili presenti in letteratura al fine di verificare se già esistessero altri sistemi o altre tecnologie per l'applicazione delle forze al pilastro migliori di quelle previste. Il contenuto di questo capitolo è di carattere puramente bibliografico. La progettazione dei sistemi metallici necessari per l'applicazione delle forze al pilastro sopra menzionati verrà poi ripresa nei capitoli 7 e 8.

2.1 Generalità

La maggior parte delle campagne sperimentali incentrate su prove di presso-flessione su pilastri trovate in letteratura sono relative al comportamento di pilastri realizzati con calcestruzzi ad alta resistenza. A partire dagli anni '90 infatti l'utilizzo dei calcestruzzi ad elevata resistenza è aumentato notevolmente soprattutto negli Stati Uniti a causa dei suoi numerosi vantaggi quali una maggiore resistenza e rigidità dei pilastri che permette la realizzazione di elementi con sezioni più piccole ed il conseguente aumento di spazio utilizzabile all'interno degli edifici, la soddisfazione del concetto trave debole-pilastro forte e

la maggiore rapidità di costruzione dovuta al minor tempo di maturazione che caratterizza questo tipo di calcestruzzi. Alcune sperimentazioni precedenti agli anni '90 avevano però già dimostrato che i calcestruzzi ad alta resistenza, nonostante i vantaggi appena elencati, manifestano un comportamento molto più fragile rispetto a quelli ordinari e necessitano quindi di un maggior confinamento. Tale considerazione ha successivamente scaturito la necessità di verificare se i requisiti relativi al confinamento proposti dalle normative ACI per i pilastri in calcestruzzo a resistenza normale (NSC Normal Strength Concrete) fossero adeguati anche per quelli realizzati con calcestruzzo ad alta resistenza (HSC High Strength Concrete). E' così iniziata un'intensa attività sperimentale finalizzata a capire se il confinamento richiesto dall'ACI fosse adatto o meno a garantire una duttilità sufficiente anche per i pilastri realizzati con HSC. Molte di queste campagne sperimentali sono sintetizzate successivamente. Ovviamente non ci si è addentrati nella discussione relativa all'adeguatezza o meno delle formule proposte dell'ACI per i quantitativi minimi di armatura trasversale da inserire nei pilastri in quanto questo esula dallo scopo del presente lavoro di tesi.

Altri programmi sperimentali che trattano prove di presso-flessione trovati in letteratura studiano le diverse tecnologie per aumentare la resistenza a flessione e a taglio di pilastri in calcestruzzo già esistenti mediante cerchiature in acciaio o rivestimenti in materiale composito. Queste campagne sperimentali non sono state riportate in quanto esulano dai contenuti del presente elaborato.

Analoghe considerazioni valgono per le sperimentazioni che hanno ad oggetto prove di presso-flessione su pile di ponti. Solo una delle prove in questione è stata riportata nel terzo paragrafo in quanto sia lo schema della prova che i sistemi utilizzati per l'applicazione delle forze sono simili a quelli progettati nel presente lavoro.

Nel secondo paragrafo sono riportate le campagne sperimentali effettuate su campioni di dimensioni scalate di 1/3 o 1/4 rispetto alle dimensioni reali. Esse sono state solo brevemente sintetizzate in quanto non costituiscono un termine di paragone interessante con il pilastro in scala reale che verrà soggetto in futuro a

presso-flessione. Si è deciso comunque di riportarle poiché sono state prese in considerazione non tanto per i risultati ottenuti ma per lo schema della prova utilizzato.

Stesse considerazioni valgono per le campagne sperimentali riportate nel terzo paragrafo: si tratta di programmi sperimentali relativi a pilastri in scala reale ma con sezione trasversale circolare. Ad eccezione dello studio effettuato da Saatcioglu e Baingo nel 1999 che ha condotto a conclusioni di carattere generale, anche per le sperimentazioni riassunte nel paragrafo 2.3 non sono stati riportati i risultati in quanto non sono inerenti a quanto indagato nel presente lavoro.

Nel quarto paragrafo vengono infine riportati i contenuti delle sperimentazioni più significative in quanto più simili a quella che verrà effettuata sia per modalità che per caratteristiche geometriche e meccaniche del pilastro. Di alcune di esse sono stati sintetizzati anche i risultati essendo questi validi per tutte le tipologie di pilastri in calcestruzzo.

Prima di iniziare ad elencare quanto sopra anticipato, in tabella 2.1 sono riassunte brevemente le caratteristiche del pilastro esaminato.

Dimensione sezione	40 cm x 40 cm
Altezza pilastro	240 cm
Interasse di carico (valutato a partire dalla base del pilastro)	205 cm
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$f_{ck} \geq 37 \text{ MPa}$ $f_{cm} \geq 60 \text{ MPa}$
Armatura longitudinale	8 ϕ 26 ($\cong 2.65 \%$)
Armatura trasversale	ϕ 8 / 5
Tensione di snervamento dell'acciaio	$f_{yk} \geq 430 \text{ MPa}$ $f_{ym} \geq 500 \text{ MPa}$
Momento resistente stimato (calcolato con i valori medi delle resistenze)	550 kNm
Forza assiale	90 t ($\cong 10 \%$)

Tabella 2.1 Proprietà geometriche e meccaniche del pilastro esaminato.

2.2 Campagne sperimentali effettuate su pilastri di dimensioni scalate

2.2.1 Lateral load behavior of reinforced concrete columns constructed using high-strength materials (Thomsen, Wallance ACI Structural Journal 1994)

In questa campagna sperimentale sono stati testati 12 campioni di dimensioni scalate di un quarto rispetto a quelle reali (sezione quadrata 114 mm x 144 mm e altezza 482.6 mm). Le caratteristiche dei campioni esaminati sono riportate in tabella 2.2. Per ognuno di essi è mantenuta costante la resistenza a compressione del calcestruzzo ($\cong 80 \text{ MPa}$), l'armatura longitudinale e quella trasversale riportate in figura 2.2. I risultati di questo programma sperimentale non vengono riportati in quanto esulano dal contenuto di questa tesi.

Campione	A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2	C3	D1	D2	D3
Carico assiale % $\left\{ \frac{P}{A_g f'_c} \right\}$	0	10	20	0	10	20	0	10	20	20	20	20
Passo delle staffe [mm]	25.4			25.4			25.4			31.7	38.1	44.4
f_y [MPa]	793						1275					

Tabella 2.2 Caratteristiche geometriche e meccaniche dei campioni testati.

Nei campioni A oltre alle staffe trasversali sono presenti due ganci mentre in quelli B, C e D i ganci vengono sostituiti con delle staffe romboidali come indicato in figura 2.1. In figura 2.3 è riportato lo schema della prova.

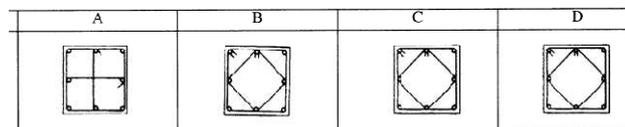


Figura 2.1 Armatura trasversale dei campioni testati.

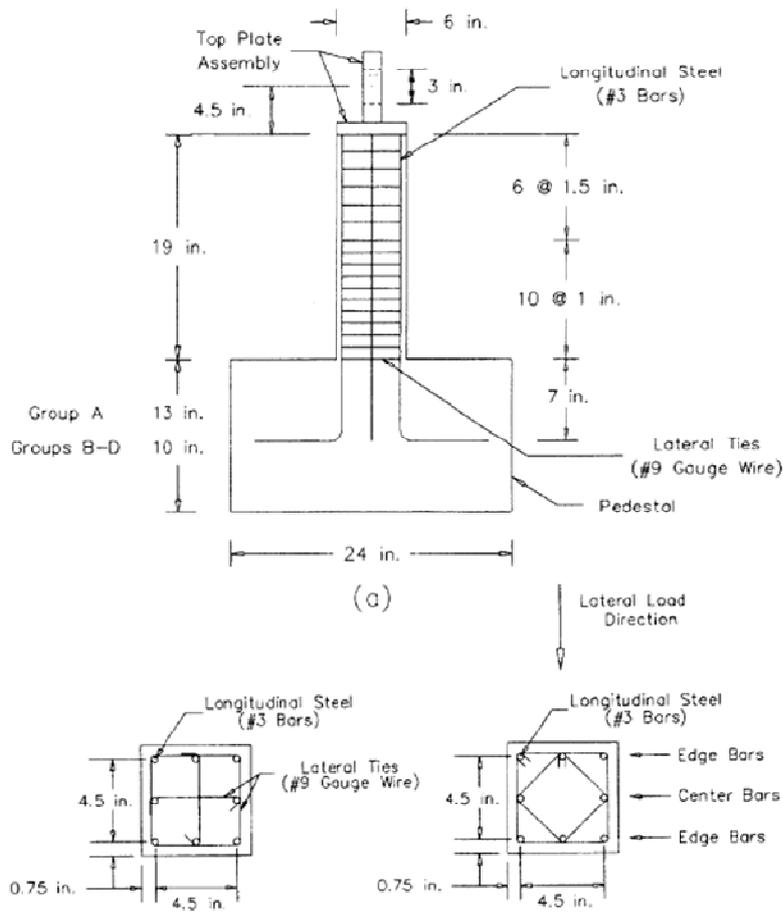


Figura 2.2 Disegni delle armature dei campioni testati.

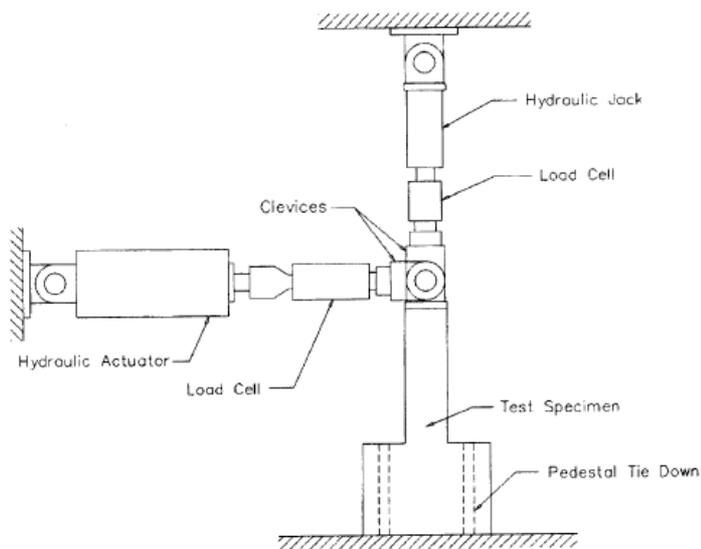


Figura 2.3 Setup della prova.

2.2.2 Seismic performance of high strength concrete columns
(Xiao, Martirosyan 1998 Journal of Structural Engineering)

In questa campagna sperimentale sono stati testati 6 campioni realizzati con un calcestruzzo caratterizzato da una resistenza a compressione compresa tra 76 MPa e 86 MPa. I campioni hanno tutti sezione quadrata 254 mm x 254 mm e altezza pari a 1016 mm. L'armatura longitudinale riportata in figura 2.4 è costituita in alcuni campioni da 8 \varnothing 19.1 (rapporto di armatura longitudinale pari a 3.53 %) mentre in altri da 8 \varnothing 15.9 (rapporto di armatura longitudinale pari a 2.46 %). Il livello di carico assiale applicato è stato fatto variare tra il 10 % e il 20 % della capacità resistente a compressione mentre il rapporto di armatura trasversale tra 3.67 % e 1.63 %. Il passo delle staffe è mantenuto costante in tutti 6 i campioni ed è pari a 51 mm. In figura 2.5 è rappresentato lo schema della prova.

I risultati di questo programma sperimentale non vengono riportati in quanto esulano dal contenuto di questa tesi.

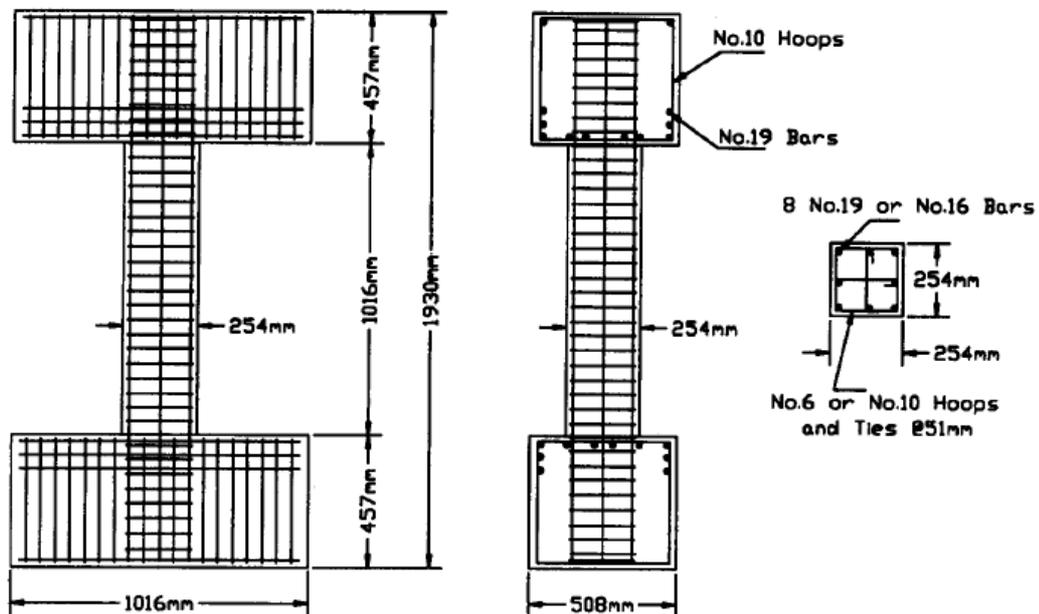


Figura 2.4 Armatura longitudinale e trasversale dei campioni testati.

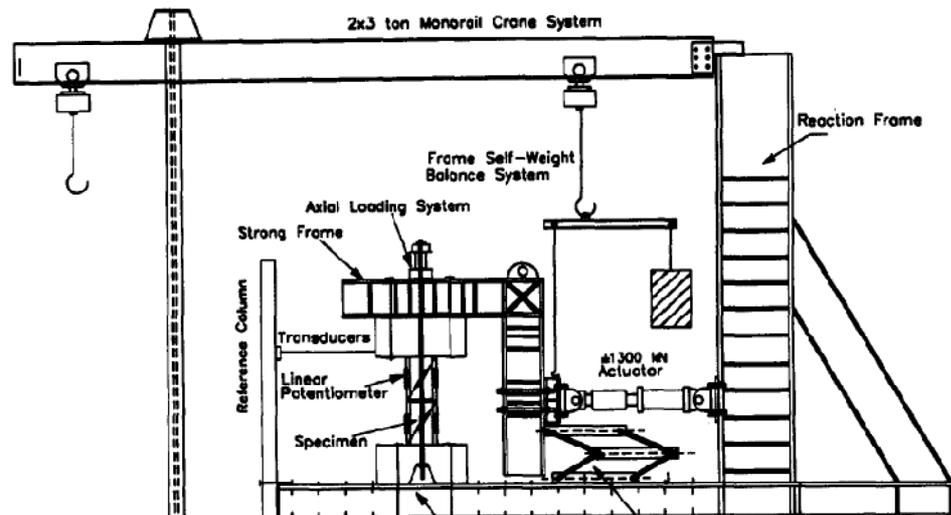


Figura 2.5 Setup della prova.

Come è possibile notare dalla figura sopra riportata, diversamente dallo schema statico della prova progettata in questa tesi (capitolo 8), in tali prove è stato ricreato il tipico schema statico di un pilastro doppiamente incastrato sia alla base che in sommità. Per quanto riguarda invece il sistema di applicazione della forza normale, esso risulta molto simile a quello messo a punto anche se ovviamente le forze in gioco sono molto più piccole.

2.2.3 Seismic performance of high-strength concrete columns (Hwang, Yun, Park, Han 2005 Magazine of Concrete Research)

In questa campagna sperimentale viene investigato il comportamento di 8 pilastri realizzati in calcestruzzo ad alta resistenza le cui dimensioni sono scalate di un terzo rispetto a quelle reali. I vari pilastri sono stati sottoposti ad una forza assiale costante pari al 30% della loro capacità assiale e da una forza orizzontale ciclica. Essi hanno sezione quadrata 200 mm x 200 mm, altezza pari a 600 mm e sono realizzati con un calcestruzzo di resistenza a compressione a 28 giorni pari a 68 MPa. L'armatura longitudinale costituita da 8 \varnothing 13 viene mantenuta costante mentre i parametri che vengono variati sono il rapporto di armatura trasversale

variabile tra 1.58 % e 2.25 %, la configurazione delle staffe e la tensione di snervamento delle staffe (549 MPa e 780 MPa). Le caratteristiche geometriche dei campioni testati e le varie tipologie di staffe utilizzate sono riportate in figura 2.6 mentre in figura 2.7 viene illustrato lo schema della prova. I risultati di questo programma sperimentale non vengono riportati in quanto esulano dal contenuto di questa tesi.

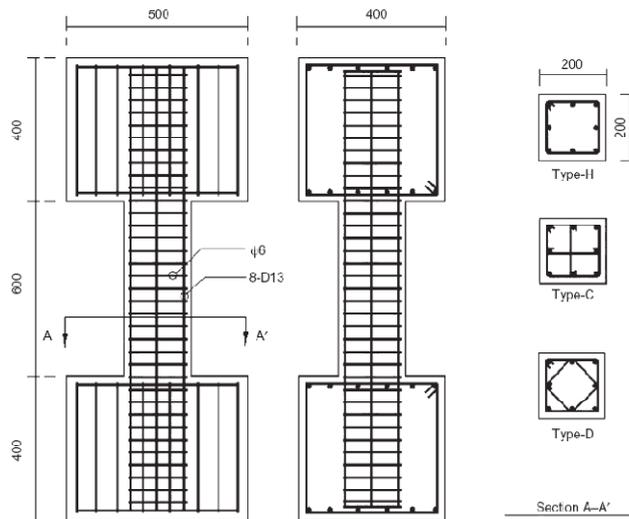


Figura 2.6 Dettagli geometrici dei campioni testati e tipologie di staffatura trasversale utilizzate.

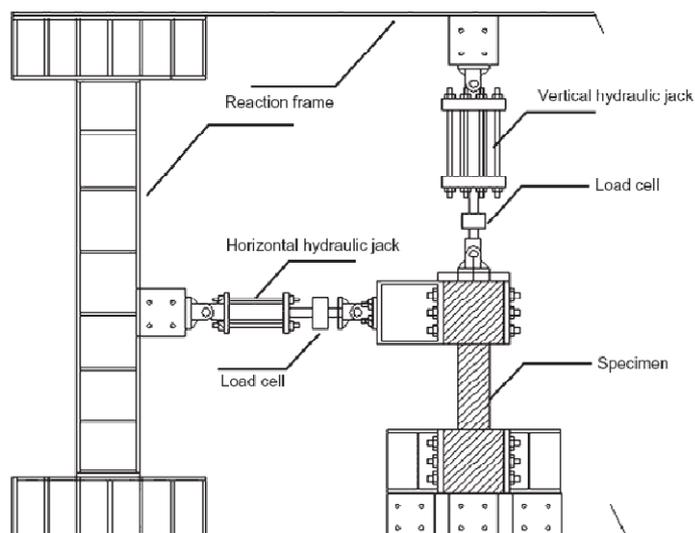


Figura 2.7 Schema della prova.

2.3 Campagne sperimentali effettuate su pilastri a sezione circolare

2.3.1 Circular high-strength concrete columns under simulated seismic loading (Saatcioglu, Baingo 1999 Journal of Structural Engineering)

Caratteristiche dei campioni testati

In questa campagna sperimentale sono stati testati 9 campioni in scala reale le cui caratteristiche geometriche e meccaniche sono riportate in tabella 2.3 e in figura 2.8. Tutti i pilastri hanno diametro pari a 250 mm e altezza pari a 1365 mm. Il carico orizzontale viene applicato 280 mm sopra l'estremità superiore del pilastro, quest'ultimo rappresenta cioè un pilastro reale di altezza pari a 3.29 m doppiamente incastrato e con punto di nullo del momento a metà altezza. Le dimensioni dei pilastri testati sono state scelte in quanto rappresentano la maggior parte dei pilastri realizzati nella pratica con comportamento prevalentemente flessionale. Tutti i campioni sono confinati mediante un'armatura trasversale a spirale circolare di passo variabile ad eccezione del campione RC-8 che presenta delle staffe individuali (complessivamente il rapporto di armatura trasversale varia tra 1.59 % e 3.67 %). L'armatura longitudinale è uguale in tutti i campioni ed è costituita da 8 \varnothing 16 (rapporto di armatura longitudinale pari a 3.67 %).

Campione	Resistenza a compressione del calcestruzzo [MPa]	Tensione di snervamento dell'armatura trasversale [MPa]	Passo dell'armatura trasversale [mm]	Carico assiale % $\left\{ \frac{P}{A_g f'_c} \right\}$	Rapporto volumetrico di armatura trasversale [%]
RC-1	65	1000	50	30 (100 t)	1.59
RC-2	65	420	50	30 (100 t)	3.67
RC-3	90	1000	50	43 (185 t)	1.59
RC-4	90	580	50	43 (185 t)	1.81
RC-5	90	420	50	43 (185 t)	3.67
RC-6	90	420	100	43 (185 t)	3.67
RC-7	90	1000	50	22 (92.5 t)	1.59
RC-8	90	1000	50	43 (185 t)	1.59
RC-9	90	420	50	43 (185 t)	3.36

Tabella 2.3 Caratteristiche meccaniche dei campioni testati.

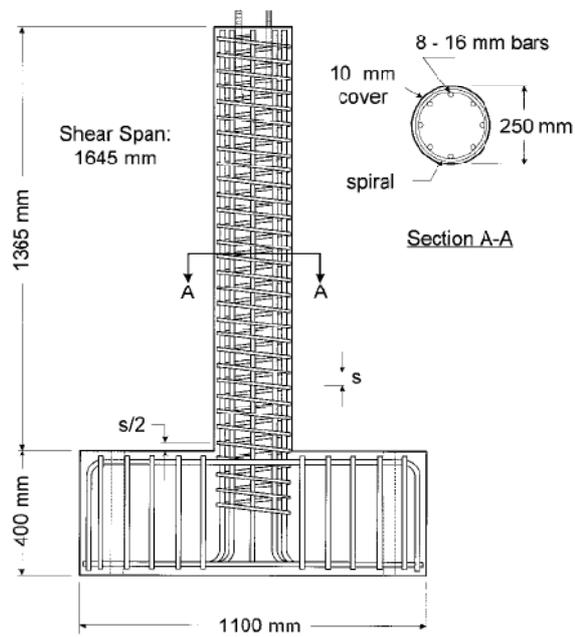


Figura 2.8 Armatura longitudinale e trasversale dei campioni testati.

Schema della prova

Il setup della prova è illustrato in figura 2.9.

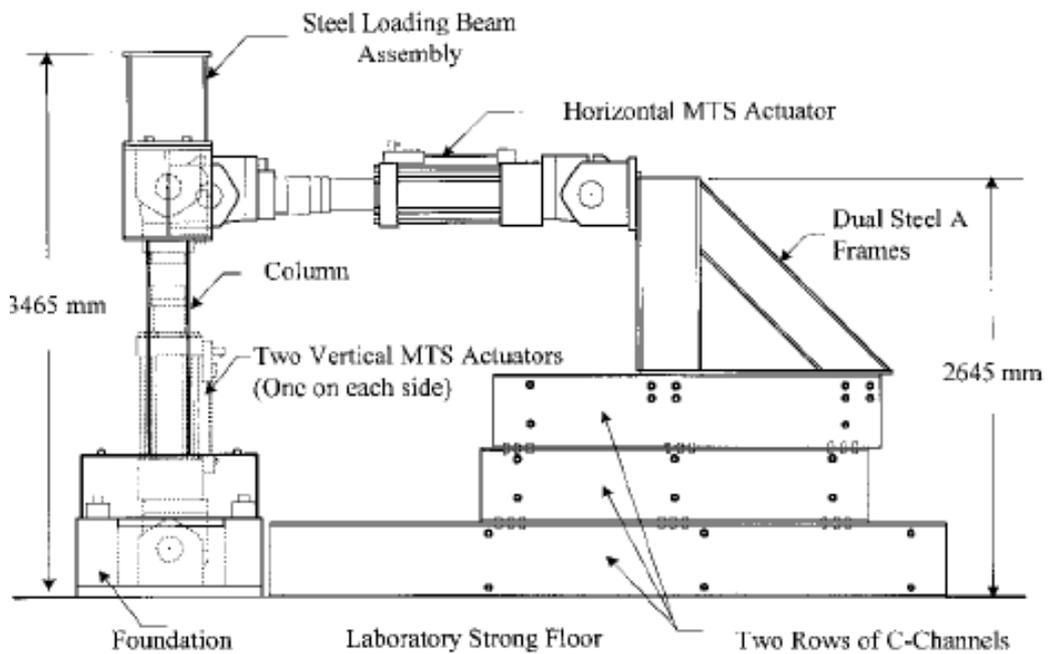


Figura 2.9 Schema della prova.

Le forze vengono applicate mediante tre martinetti da 100 t. Due di essi vengono disposti verticalmente e sono utilizzati per l'applicazione del carico assiale mentre il terzo viene utilizzato per esercitare sul pilastro la forza ciclica orizzontale.

Modalità di prova

Il carico assiale viene mantenuto costante durante tutta la prova mentre quello orizzontale viene applicato in controllo di spostamento. I vari livelli di spostamento raggiunti vengono espressi in funzione dell'incremento della quantità Δ/Δ_y dove Δ è lo spostamento orizzontale raggiunto dalla sommità del pilastro mentre Δ_y è lo spostamento corrispondente allo snervamento delle barre d'armatura longitudinali che viene determinato visivamente durante la prova in quanto in corrispondenza di esso si manifesta un forte abbattimento nella curva forza-spostamento.

Dopo i primi tre cicli in campo elastico si effettuano tre cicli per ogni incremento di Δ_y . La prova è stata considerata terminata quando si è manifestato un abbattimento del carico laterale del 30 %.

Risultati

Le conclusioni principali a cui sono giunti Saatcioglu e Baingo nel 1999 sono di seguito elencate:

- A parità di confinamento la duttilità è inversamente proporzionale alla resistenza del calcestruzzo. Infatti i campioni realizzati con calcestruzzo più resistente (90 MPa) hanno mostrato un abbattimento significativo del momento resistente in corrispondenza di un valore del rapporto Δ/l più basso rispetto ai campioni realizzati con calcestruzzi meno resistenti (65 MPa).

Capitolo 2

- A parità di resistenza a compressione del calcestruzzo utilizzato e di passo dell'armatura trasversale, la duttilità è proporzionale alla resistenza delle barre di armatura trasversale.
- La duttilità è fortemente legata al rapporto volumetrico di armatura trasversale e aumenta al crescere di quest'ultimo.
- Un pilastro con elevato rapporto volumetrico di armatura trasversale e bassa resistenza di essa si comporta in modo del tutto analogo ad un pilastro con basso rapporto volumetrico di armatura trasversale e alta resistenza di quest'ultima. In altre parole due campioni caratterizzati da valori simili del prodotto $\rho_s f_y$ si comportano analogamente. Questa conclusione è valida prevalentemente per pilastri circolari.
- A parità di altri parametri la deformabilità del pilastro diminuisce all'aumentare del passo delle staffe la cui influenza è fondamentale sia per il confinamento che per la stabilità delle armature longitudinali.
- La duttilità diminuisce all'aumentare del livello di carico assiale.
- Un pilastro circolare armato trasversalmente mediante staffe circolari ha lo stesso comportamento di un pilastro la cui armatura trasversale è costituita da una spirale continua. Quest'ultima appare però più efficace in quanto garantisce una maggiore stabilità delle barre longitudinali fuori dal campo elastico.

La maggior parte delle considerazioni sopra elencate hanno valenza generale (valgono anche per pilastri a sezione quadrata e rettangolare). Esse verranno poi ribadite anche nelle campagne sperimentali successivamente riportate.

2.3.2 Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance (Chai, Priestley, Seible 1991 ACI Structural Journal)

Questa campagna sperimentale è stata intrapresa dopo che diversi sismi di media entità avvenuti negli anni '80 hanno provocato il collasso o un forte danneggiamento di molti ponti della California. Questa sperimentazione è stata iniziata al fine di stabilire dei criteri per aumentare la duttilità e la resistenza sia flessionale che a taglio delle pile dei ponti antecedenti all'introduzione delle normative per la progettazione in zona sismica. Nonostante gli scopi di questo programma sperimentale esulino completamente dall'obiettivo di questa tesi, si è comunque deciso di riportare sia le caratteristiche dei pilastri testati che l'organizzazione della prova in quanto entrambi abbastanza simili a quanto verrà effettuato. I risultati, prevalentemente incentrati sul confronto tra diverse tipologie di confinamento esterno, non sono stati citati in quanto non sono attinenti al presente studio.

Caratteristiche dei campioni testati

Sono stati testati 6 campioni le cui caratteristiche sono elencate in tabella 2.4.

Diametro pilastro	61 cm
Altezza pilastro	3.657 m
Copriferro	2 cm
Resistenza a compressione del calcestruzzo	34.5 MPa
Armatura longitudinale	73.8 cm ² (2.53 %) $f_y = 315 \text{ MPa}$
Rapporto di armatura trasversale	0.174 % $f_y = 351 \text{ MPa}$
Carico normale	178 t (17.7 %)
Momento ultimo stimato secondo le normative ACI	75.4 tm
Massima forza orizzontale applicata	18 t
Massimo spostamento orizzontale misurato	508 mm

Tabella 2.4 Caratteristiche geometriche e meccaniche dei campioni testati.

Schema della prova

Lo schema della prova è riportato in figura 2.10. Come è possibile notare dalla figura, il sistema di prova proposto da Chai, Priestley e Seible nel 1991 è molto simile a quello che verrà realizzato al LaPS (illustrato nei dettagli nei capitoli successivi). Il pistone che viene utilizzato per l'applicazione del carico orizzontale è sorretto da una struttura di contrasto mentre per quanto riguarda il sistema per l'applicazione del carico normale, esso è costituito da due barre in acciaio ad alta resistenza che vengono poste in tensione mediante due martinetti cavi.

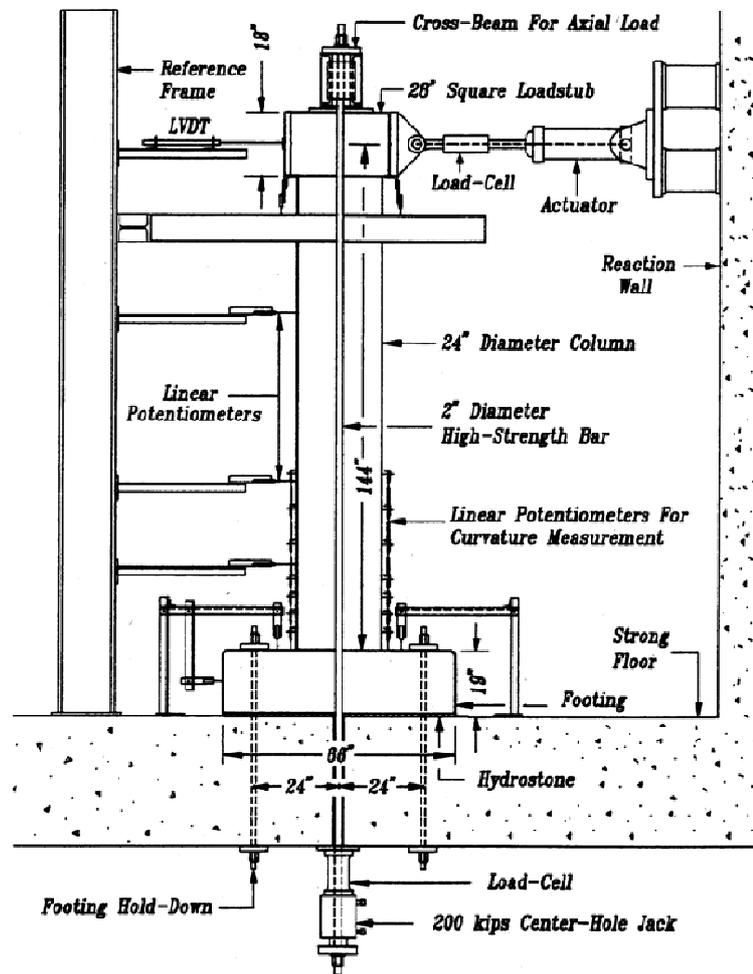


Figura 2.10 Setup della prova.

A differenza dello schema riportato in figura, nella prova progettata nel presente elaborato le barre in acciaio utilizzate per la trasmissione della forza normale non sono ancorate al di sotto del solaio del laboratorio ma vengono ancorate all'interno del plinto di fondazione a causa della disposizione geometrica delle prese di forza che si trovano nel solaio del LaPs. Inoltre i martinetti cavi che vengono utilizzati per mettere in tensione le barre d'acciaio sono disposti nell'estremità superiore del pilastro. Infine nello schema riportato in figura 2.10 non sono presenti le cerniere che permettono la rotazione delle barre quando il pilastro inizia ad inflettersi a causa dell'applicazione della forza orizzontale. Nella prova che verrà effettuata al LaPs si è preferito inserire le due cerniere in modo tale da evitare che si venisse a creare uno stato tensionale troppo elevato all'interno delle barre Dywidag il cui comportamento è estremamente fragile. La descrizione e i disegni della prova di presso-flessione che verrà effettuata sono riportati al capitolo 8.

2.4 Campagne sperimentali effettuate su pilastri a sezione quadrata e rettangolare

2.4.1 Behavior of high-strength concrete columns under cyclic flexure and constant axial load (Légeron, Paultre 2000 ACI Structural Journal)

In questo studio sperimentale gli autori hanno voluto investigare l'influenza del livello di carico assiale e del confinamento sul comportamento di pilastri realizzati in calcestruzzo ad alta resistenza soggetti a flessione ciclica e a carico assiale costante.

Caratteristiche dei campioni testati

Sono stati testati complessivamente 6 pilastri. Le caratteristiche dei campioni testati sono riportate in tabella 2.5 e 2.6.

Dimensione pilastro	30.5 cm x 30.5 cm
Altezza pilastro	2.15 m
Interasse di carico (misurato a partire dalla base del pilastro)	2 m
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$\cong 100 \text{ MPa}$
Armatura longitudinale	4 ϕ 16 + 4 ϕ 19.5 $A_s \cong 2000 \text{ mm}^2 (2.15 \%)$ $f_y \cong 450 \text{ MPa}$
Armatura trasversale	ϕ 11.3 / 6 o 13 cm $f_y \cong 400 \text{ MPa}$

Tabella 2.5 Caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastri testati.

I campioni testati rappresentano dei pilastri di altezza pari a 4 m doppiamente incastrati in cui il punto di inversione del momento si trova a metà altezza. Essi sono caratterizzati tutti dalla stessa armatura longitudinale. I parametri che vengono fatti variare sono il passo delle staffe e il livello di carico assiale.

Campione	Passo staffe [mm]	Livello carico assiale
C100B60N15	60	15
C100B60N25	60	25
C100B60N40	60	40
C100B130N15	130	15
C100B130N25	130	25
C100B130N40	130	40

Tabella 2.6 Passo delle staffe e livello del carico assiale per i campioni testati.

Nella nomenclatura dei vari campioni C100 indica la resistenza a compressione del calcestruzzo pari a 100 MPa mentre B indica la tipologia di armatura longitudinale uguale per tutti i campioni testati. In figura 2.11 è riportata un'immagine dell'armatura dei pilastri testati.

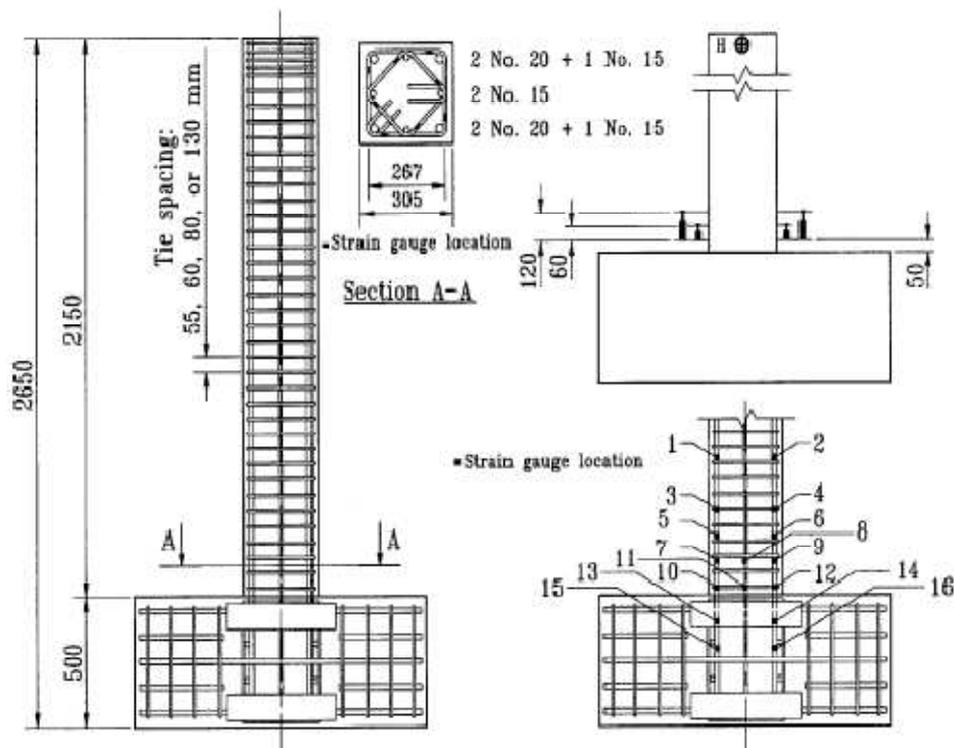


Figura 2.11 Armatura dei pilastri testati.

Set-up della prova

L'organizzazione della prova è riportata in figura 2.12.

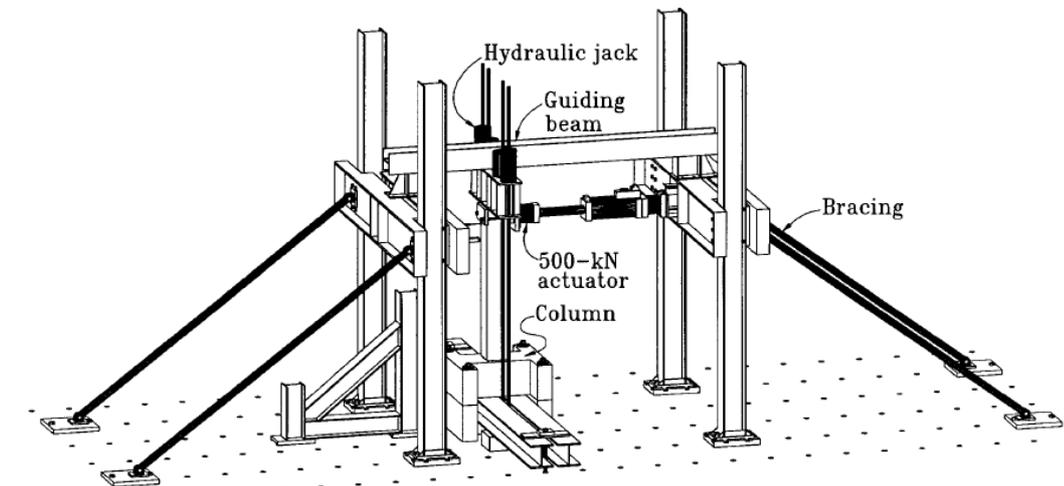


Figura 2.12 Schema della prova.

Forze applicate

Il carico assiale di compressione è stato definito in funzione della capacità del pilastro $A_g f'_c$ (f'_c è la massima resistenza a compressione del calcestruzzo misurata su dei cilindri 150 x 300 mm). In particolare sono stati applicati tre diversi livelli di forza assiale:

- 1) 1200 kN (15% di $A_g f'_c$). Si tratta di un livello di carico assiale basso in cui la frattura, che viene raggiunta a causa dello snervamento delle barre, è di tipo duttile.
- 2) 2400 kN (25% di $A_g f'_c$). Si tratta di un livello di carico assiale intermedio in cui la frattura si manifesta con la rottura per schiacciamento del calcestruzzo ed il contemporaneo inizio dello snervamento delle barre di armatura (rottura bilanciata).

- 3) 3600 kN (40% di $A_g f'_c$). Si tratta di un livello di carico assiale elevato in cui la frattura, che viene raggiunta per schiacciamento del calcestruzzo, è di tipo fragile.

Il carico normale viene applicato tramite quattro barre in acciaio ad alta resistenza di diametro pari a 36 mm che vengono poste in tensione mediante quattro martinetti, due da 100 t e due da 150 t.

Per quanto riguarda invece il carico ciclico orizzontale, per la sua applicazione si utilizza un martinetto da 50 t.

Modalità di prova

La forza orizzontale è stata applicata per il primo ciclo in controllo di forza fino al raggiungimento del 75 % del carico di snervamento previsto. Con il secondo ciclo è stato raggiunto il carico di snervamento e si è valutato il corrispondente spostamento Δ_y . Successivamente i restanti cicli di carico sono stati effettuati in controllo di spostamento. Per ognuno di essi si è raggiunto uno spostamento massimo pari a 1.5, 2, 3 ... volte lo spostamento corrispondente allo snervamento. Ad eccezione del primo ciclo tutti i restanti sono stati ripetuti due volte. Durante questa procedura il carico normale è sempre stato mantenuto costante sistemando ogni mezzo ciclo la tensione nelle barre utilizzate per la trasmissione della forza normale.

La prova è terminata in quanto si verificato uno di questi tre eventi:

- 1) Incapacità di sostenere il carico assiale (perdita del 10% della forza assiale durante un quarto di ciclo)
- 2) Abbattimento del 50 % della resistenza a flessione rispetto alla massimo momento assorbito
- 3) Rottura di una barra longitudinale con conseguente abbattimento della capacità flessionale.

Risultati

L'analisi dei risultati è stata condotta studiando separatamente prima l'influenza del livello del carico assiale di compressione e poi quella dell'armatura trasversale.

A parità di armatura trasversale, Légeron e Paultre hanno concluso che lo sforzo assiale di compressione se da un lato ha un effetto benefico sulla capacità resistente dei pilastri, dall'altro ha un'influenza negativa sulla duttilità di essi. I campioni con il livello di sforzo assiale più basso, nonostante presentino un picco di resistenza abbastanza piccolo, mostrano un comportamento molto duttile ed un'eccellente capacità di sostenere grandi spostamenti ciclici. Questo vale sia per i campioni in cui le staffe hanno un passo di 60 mm sia per quelli con staffe disposte con passo pari a 130 mm. Quanto appena esposto viene riportato nelle due figure seguenti (2.13 e 2.14).

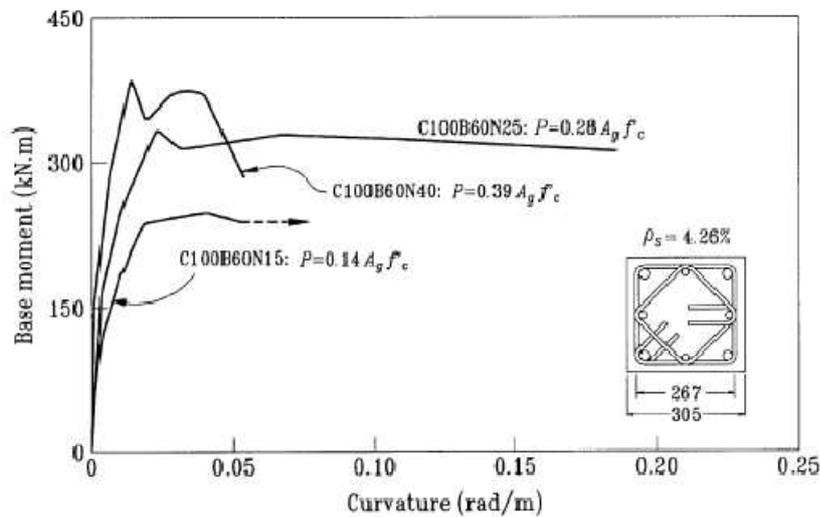


Figura 2.13 Grafico momento-cirvatura per i campioni con passo delle staffe pari a 60 mm.

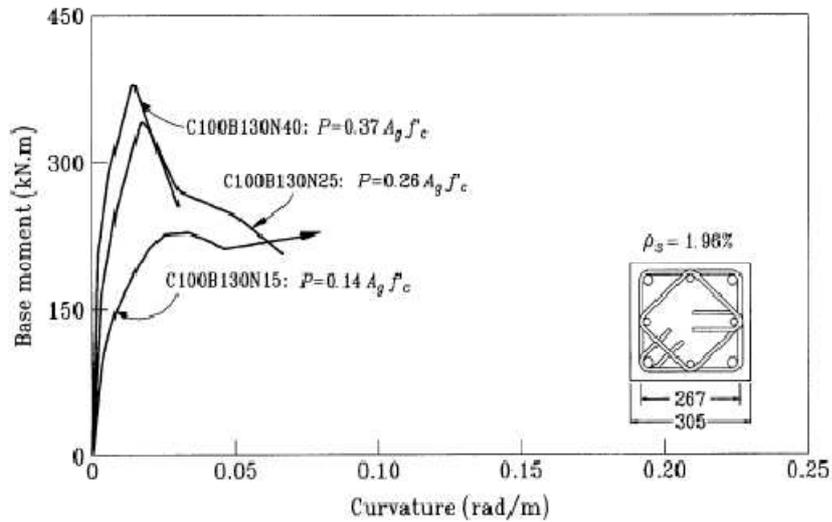


Figura 2.14 Grafico momento-circuratura per i campioni con passo delle staffe pari a 130 mm.

Le frecce che si possono notare nelle curve relative ai campioni C100B60N15 e C100B130N15 stanno ad indicare che la misura della curvatura è stata stoppata prima della fine della prova.

Per quanto riguarda invece l'influenza dell'armatura trasversale, a parità di carico assiale, i due autori hanno constatato che i campioni con un passo delle staffe più piccolo presentano un comportamento più duttile. Ovviamente come già spiegato, la duttilità decresce all'aumentare della forza normale. Quanto appena esposto è riportato anche nelle figure 2.15 e 2.16.

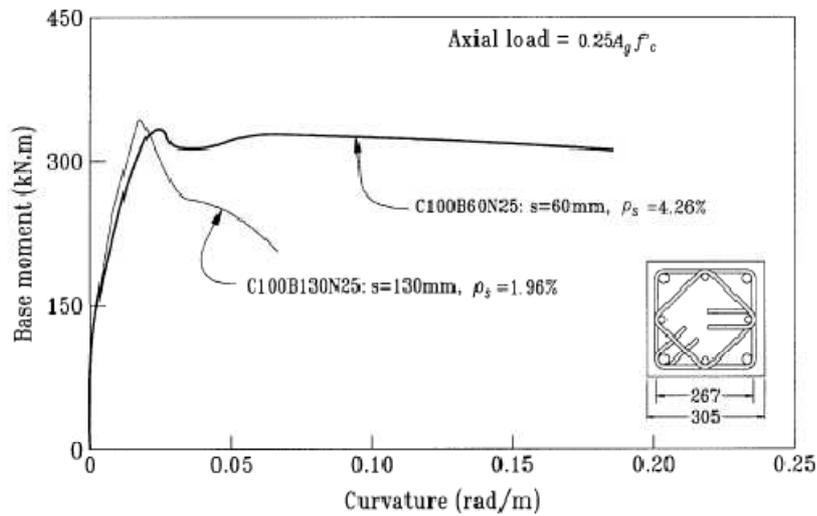


Figura 2.15 Grafico momento-curvatura per i campioni con livello di carico assiale pari al 25 % della loro capacità.

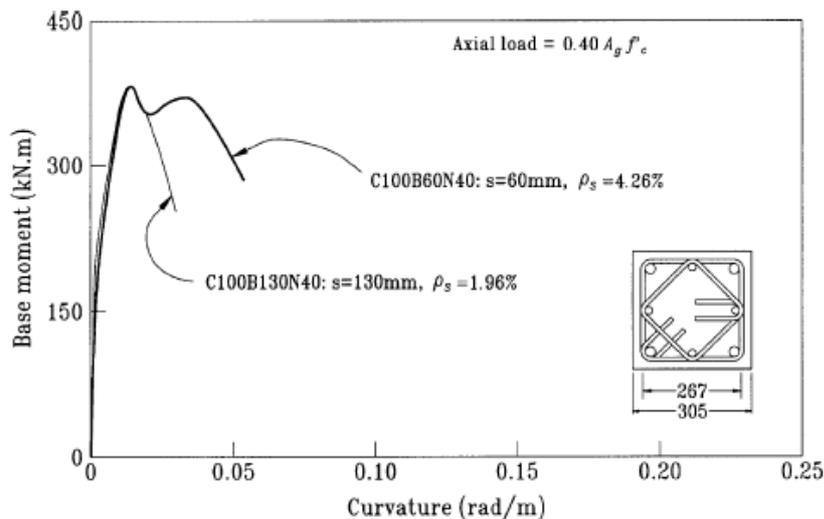


Figura 2.16 Grafico momento-curvatura per i campioni con livello di carico assiale pari al 40 % della loro capacità.

Da tale studio sperimentale Légeron e Paultre hanno infine concluso che i requisiti relativi al confinamento dei pilastri proposti dalle normative ACI non sono conservativi per i pilastri caratterizzati da elevati sforzi assiali mentre sono fin troppo conservativi e non economici nella maggior parte dei casi in cui i pilastri sono soggetti a carichi normali molto bassi. Il campione C100B130N15 confinato con meno del 45 % dell'armatura trasversale richiesta dalla normativa ACI

presenta infatti una duttilità accettabile mentre invece il campione C100B60N40 confinato in accordo con i requisiti ACI presenta una duttilità assolutamente insufficiente per le costruzioni in zone sismiche. Queste conclusioni vengono sono accennate in quanto esulano dal contenuto di questa tesi.

2.4.2 Influence of concrete strength and transverse reinforcement yield strength on behavior of high-strength concrete columns (Paultre, Légeron, Mongeau 2001 ACI Structural Journal)

Questa campagna sperimentale rappresenta la continuazione di quella appena esposta. In questo caso lo scopo è però quello di investigare l'influenza che hanno sul comportamento dei pilastri realizzati con calcestruzzi ad alta resistenza, sia la resistenza a compressione del calcestruzzo che la resistenza dell'acciaio che viene utilizzato per l'armatura trasversale. I calcestruzzi ad alta resistenza infatti nonostante presentino delle proprietà meccaniche e di durabilità migliori rispetto a quelle dei calcestruzzi normali, sono caratterizzati da un comportamento molto più fragile e meno duttile. Affinché il livello di duttilità sia sufficiente è necessario aumentare notevolmente l'armatura trasversale provocando dei problemi sia al getto del calcestruzzo sia alle gabbie di armatura che si presentano troppo fitte. Questo può essere evitato aumentando la resistenza delle armature trasversali anche se alcune sperimentazioni avevano già dimostrato in precedenza che non necessariamente un incremento della resistenza delle armature comporta un aumento di duttilità.

I campioni testati vengono riassunti in tabella 2.7. Essi presentano la stessa geometria e la stessa armatura longitudinale di quelli della campagna sperimentale precedente. Analoga considerazione vale per le modalità e lo schema della prova.

Capitolo 2

Campione	Resistenza calcestruzzo MPa	Passo delle staffe [mm]	Tensione di snervamento delle staffe [MPa]	Livello di Sforzo normale
C80B60N40	80	60	400	40 % (290 t)
C100B60N40	100	60	400	40 % (360 t)
C120B60N40	120	60	400	40 % (420 t)
C100B130N40	100	130	400	40 % (360 t)
C100BH55N40	100	55	800	40 % (360 t)
C100BH80N40	100	80	800	40 % (360 t)
C100BH55N52	100	55	800	52 % (515 t)
C100B60N52	100	60	400	52 % (515 t)

Tabella 2.7 Caratteristiche dei campioni testati.

Per studiare l'influenza della resistenza delle staffe sono stati realizzati 5 pilastri confinati con delle barre \varnothing 11.3 (Grade 400 $f_y \cong 400$ MPa) per le quali le normative ACI richiedono un passo pari a 130 mm. Il passo di 60 mm è stato selezionato per ottenere una rottura duttile. Inoltre sono stati realizzati tre pilastri confinati con barre \varnothing 9.5 (Grade 800 $f_y \cong 800$ MPa) per le quali è richiesto un passo di 80 mm. Il passo 55 mm equivale al passo 60 per le barre \varnothing 11.3 (Grade 400).

Risultati

L'analisi dei risultati è stata condotta studiando separatamente prima l'influenza della resistenza a compressione del calcestruzzo poi quella dell'armatura trasversale.

Per quanto riguarda la resistenza a compressione del calcestruzzo, Paultre, Légeron e Mongeau hanno constatato che all'aumentare di quest'ultima, nonostante aumenti la capacità resistente del pilastro a flessione, diminuisce la duttilità e la capacità di assorbire grandi spostamenti in campo non elastico.

Per quanto riguarda invece la resistenza delle staffe utilizzate, i tre autori si sono concentrati prevalentemente sull'indice di confinamento proposto dalle normative

ACI $\frac{\rho_s * f_{yh}}{f_{rc}}$ (ρ_s e f_{yh} sono rispettivamente il rapporto volumetrico di armatura trasversale e la tensione di snervamento di quest'ultima). Essi hanno infatti cercato di valutare quanto questo indice di confinamento sia in grado di tenere in considerazione gli effetti della resistenza delle staffe. Inoltre essi hanno proposto altre formulazioni più corrette. Si è deciso di non addentrarsi in queste considerazioni in quanto esulano dallo scopo del presente lavoro di tesi.

2.4.3 *Experimental studies on full-scale high-strength concrete columns (Yan Xiao, Henry W. Yun 2002 ACI Structural Journal)*

Lo scopo di questa campagna sperimentale voleva essere quello di sviluppare degli standard progettuali per l'utilizzo dei calcestruzzi ad alta resistenza in zone sismiche. Come già anticipato nelle sperimentazioni precedentemente illustrate, il calcestruzzo ad alta resistenza offre infatti numerosi vantaggi rispetto al calcestruzzo ordinario ma a causa della difficoltà e del costo elevato delle prove su pilastri in scala reale, non esistono delle linee guida ben definite per l'utilizzo di questi calcestruzzi speciali.

Caratteristiche dei campioni testati

Sono stati testati complessivamente 6 pilastri le cui caratteristiche sono riportate in tabella 2.8 e 2.9.

Dimensione pilastro	51 cm x 51 cm
Altezza pilastro	1.178 m
Interasse di carico (misurato a partire dalla base del pilastro)	1.178 m
Resistenza a compressione del calcestruzzo	$\cong 63 \text{ MPa}$
Armatura longitudinale	4 ϕ 35.8 + 4 ϕ 28.7 $A_s \cong 6614 \text{ mm}^2 (2.6 \%)$ $f_y \cong 469 \text{ MPa}$ (Grade 420)

Tabella 2.8 Caratteristiche dei campioni testati.

La resistenza del calcestruzzo è stata valutata esattamente per ogni campione testato mediante delle prove di compressione effettuate su dei provini cilindrici di diametro 150 mm e altezza 300 mm. I parametri che sono stati variati nei vari campioni sono la resistenza e il passo dell'armatura trasversale e il carico assiale applicato. In figura 2.17 si riporta un'immagine dell'armatura dei pilastri.

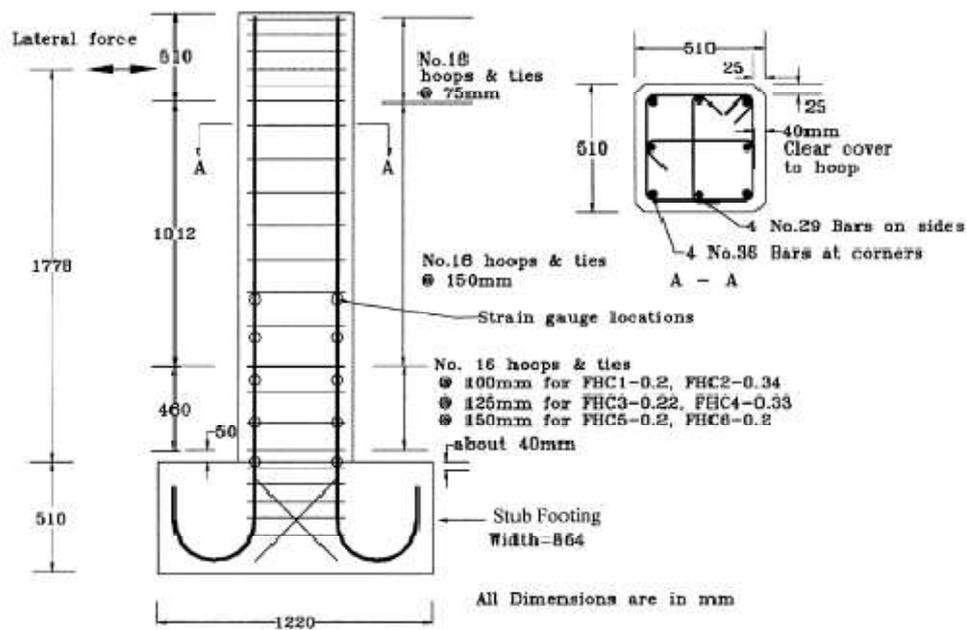


Figura 2.17 Armatura longitudinale e trasversale dei vari pilastri testati.

Campione	Armatura trasversale	Snervamento armatura trasversale [MPa]	Passo armatura trasversale [mm]	Carico assiale % $\left\{ \frac{P}{A_g f'_c} \right\}$
FHC1-0.20	ø 15.9	$f_y = 445$ (G. 420)	100	0.2 (333 t)
FHC2-0.34	ø 15.9	$f_y = 445$ (G. 420)	100	0.34 (537 t)
FHC3-0.22	ø 15.9	$f_y = 524$ (G. 520)	125	0.22 (363 t)
FHC4-0.33	ø 15.9	$f_y = 525$ (G. 520)	125	0.33 (524 t)
FHC5-0.20	ø 15.9	$f_y = 445$ (G. 420)	150	0.20 (333 t)
FHC6-0.20	ø 15.9	$f_y = 525$ (G. 520)	150	0.20 (333 t)

Tabella 2.9 Armatura trasversale e carico assiale dei campioni testati.

Schema della prova

Sia i campioni testati che la struttura di contrasto sono stati fissati ad una trave di reazione di profondità pari a 1.2 m e lunghezza pari a 5m saldamente ancorata alla fondazione in calcestruzzo. Sia per la trasmissione della forza ciclica orizzontale che per la trasmissione del carico assiale sono stati utilizzati dei martinetti da 133.4 t. Inoltre per la trasmissione della forza normale è stata predisposta un' apposita leva in grado di amplificare la forza esercitata dal martinetto verticale di ben sei volte. Con questo sistema è possibile applicare un carico assiale superiore a 620 t. Quanto appena esposto viene riportato in figura 2.18 e 2.19.

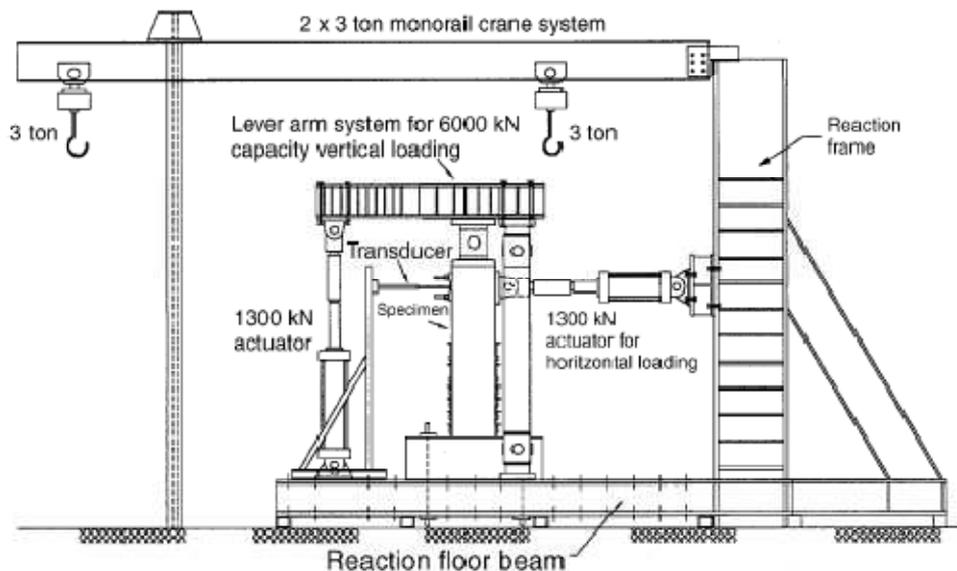


Figura 2.18 Setup della prova.

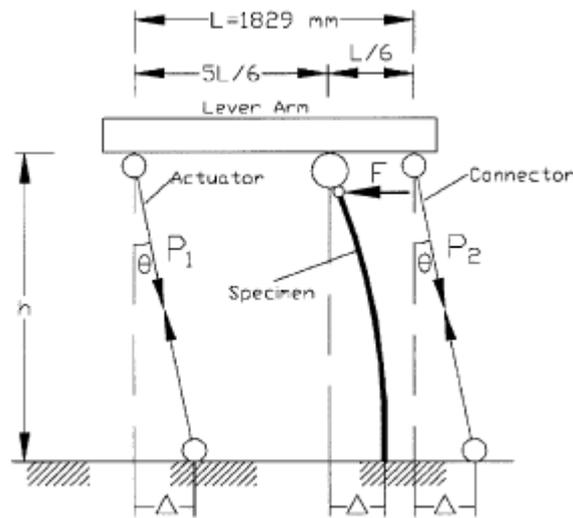


Figura 2.19 Schema della leva per l'applicazione della forza normale.

E' necessario effettuare un'osservazione relativamente all'inclinazione della forza normale. Infatti quando viene indotto uno spostamento laterale pari a Δ la forza assiale applicata al pilastro diventa inclinata. Per valori bassi di Δ il reale carico verticale viene considerato coincidente con la forza assiale applicata anche se a rigore sarebbe la componente verticale di quest'ultima. La componente orizzontale di tale forza deve invece essere considerata. Essa infatti, potendo assumere dei valori anche significativi, deve essere sottratta alla forza orizzontale applicata dal martinetto laterale. Solo in questo modo è possibile ottenere la reale forza orizzontale applicata al pilastro. Quanto appena spiegato vale per tutte le prove di presso-flessione analizzate nel presente capitolo.

Modalità di prova

Durante la prova il carico assiale è sempre stato mantenuto costante mentre l'applicazione della forza orizzontale è avvenuta in controllo di spostamento. Inizialmente ad ogni campione sono stati applicati tre singoli cicli corrispondenti ad un incremento del rapporto Δ/l dello 0.25 %. Poi successivamente sono stati

applicati tre cicli di carico per ognuno dei seguenti valori del rapporto Δ/l : 1, 1.5, 2, 3, 4 e 6 %.

Risultati

I risultati e le conclusioni che sono state raggiunte da Yan Xiao e Henry W. Yun vengono di seguito elencati:

- Tutti pilastri testati hanno mostrato un comportamento soddisfacente fino a rottura. Infatti a parte l'espulsione del copriferro, il nucleo di calcestruzzo confinato in prossimità della base è stato in grado di ruotare in modo stabile garantendo prestazioni accettabili fino a rottura. Quest'ultima è avvenuta prevalentemente a causa dell'eccessiva deformazione delle barre d'armatura longitudinali ed è stata seguita dalla crisi del calcestruzzo per schiacciamento.
- I pilastri 1 e 3 caratterizzati pressoché dalla stessa armatura trasversale e da un basso livello di forza assiale (circa 20 % della capacità resistente) hanno esibito il comportamento migliore. Essi infatti sono stati in grado di sostenere sia la forza assiale che quella laterale fino a rottura senza subire danneggiamenti importanti. Il pilastro 1 ha raggiunto la rottura totale ad un valore del rapporto Δ/l pari a 8 % mentre il pilastro 3 ad un valore pari a 6 %. I restanti pilastri caratterizzati da una quantità di armatura trasversale inferiore o da un livello di carico assiale superiore hanno raggiunto la rottura ad un valore del rapporto Δ/l inferiore. Essi hanno cioè esibito un comportamento meno duttile.
- Il comportamento isteretico dei pilastri in calcestruzzo ad alta resistenza mostra in tutti i casi tre fasi ben distinte:

- 1) Il primo stadio è caratterizzato dalla collaborazione sia del nucleo di calcestruzzo confinato che del copriferro esterno non confinato. Alla fine di questa fase si raggiunge la massima capacità resistente del pilastro.
 - 2) Il secondo stadio, che inizia dopo l'espulsione del copriferro, è contraddistinto da un comportamento stabile del pilastro in cui le deformazioni che avvengono sono dovute allo snervamento delle barre d'armatura longitudinale e alla fessurazione e deformazione del calcestruzzo confinato. Questa fase è la più importante per la progettazione in zona sismica.
 - 3) La terza fase è costituita dalla rottura finale.
- L'utilizzo di staffe ad alta resistenza può effettivamente compensare gli effetti negativi dovuti ad una maggiore distanza tra le staffe.
 - Come già constatato anche nelle campagne sperimentali effettuate da Légeron e Paultre e precedentemente illustrate, i requisiti forniti dalle normative ACI in relazione al confinamento dei pilastri ad alta resistenza in zone sismiche appaiono eccessivamente conservativi per bassi livelli di carico assiale e troppo poco conservativi per elevati livelli di carico assiale.

2.4.4 Seismic behavior of RC columns with various tie configurations (Mo, Wang 2000 Journal of Structural Engineering)

Questa campagna sperimentale è stata intrapresa al fine di valutare l'adeguatezza di una nuova configurazione di armatura trasversale proposta per velocizzare e

facilitare la fabbricazione delle gabbie di armatura per i pilastri. Ovviamente non vengono riportati i risultati e le conclusioni a cui gli autori sono giunti in quanto esulano dagli scopi di questa tesi.

Caratteristiche dei campioni testati

Sono stati testati complessivamente 9 campioni le cui caratteristiche principali sono riportate in tabella 2.10. Tutti i campioni hanno sezione quadrata 40 x 40 cm e altezza pari a 1.65 m.

Campione	C11	C12	C13	C21	C22	C23	C31	C32	C33
Resistenza del calcestruzzo	26 MPa								
Armatura longitudinale	$\varnothing 19.05 f_y = 497 MPa$								
Armatura trasversale (categoria)	C1	C1	C1	C2	C2	C2	C3	C3	C3
Snervamento delle staffe	$f_y = 459.5 MPa$								
Passo delle staffe [mm]	50	50	50	52	52	52	54	54	54
Forza assiale [t]	45	67	90	45	67	90	45	67	90

Tabella 2.10 Caratteristiche dei campioni testati.

I parametri che vengono fatti variare nei vari campioni testati sono l’armatura trasversale e il livello di forza assiale. Sono state testate tre diverse tipologie di staffatura indicate con categoria C1, C2 e C3. Esse sono riportate in figura 2.20.

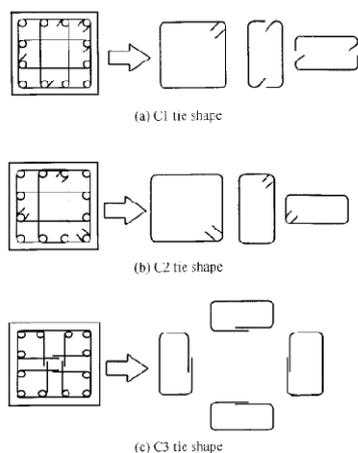


Figura 2.20 Tipologie di staffatura testate.

Schema della prova

Lo schema della prova è riportato in figura 2.21.

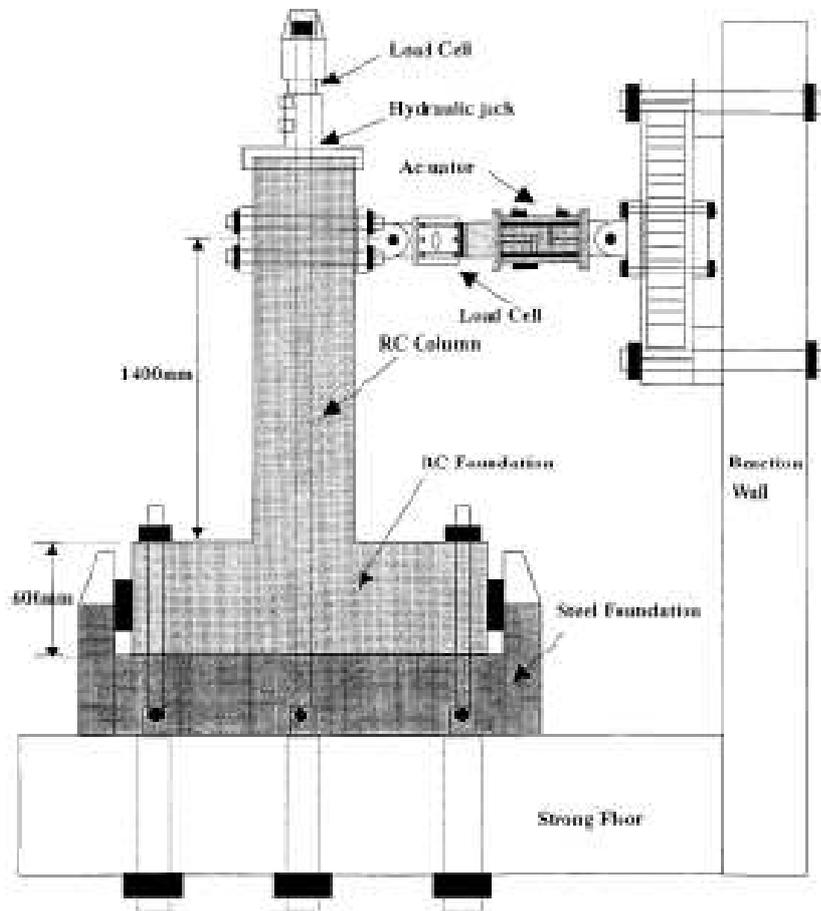


Figura 2.21 Schema della prova.

In questa prova, diversamente da quanto verrà fatto al LaPS, la fondazione del pilastro è stata ancorata ad una fondazione in acciaio solidale al solaio del laboratorio. La forza assiale è stata applicata mediante un martinetto idraulico posto sulla sommità del pilastro e capace di applicare un carico verticale variabile tra 45 e 90 t (tra il 10 % e il 20 % della capacità del pilastro). Il martinetto in questione mette in tensione una barra d'acciaio annegata all'interno del pilastro e ancorata alla fondazione in acciaio. Nella prova che verrà effettuata non è stato possibile realizzare uno schema di questo tipo per via della disposizione geometrica in pianta delle prese di forza del solaio del laboratorio. Inoltre si è

preferito caricare assialmente il pilastro mediante delle barre d'acciaio esterne ad esso in quanto l'utilizzo di una barra interna potrebbe alterare il normale comportamento del pilastro sotto l'azione di una forza ciclica orizzontale.

Per quanto riguarda invece la forza orizzontale, questa è stata applicata mediante un martinetto di capacità pari a 50 t sorretto da un'apposita apparecchiatura collegata ad un muro di contrasto.

Modalità di prova

La prova è avvenuta in controllo di spostamento. Lo spostamento Δ è stato incrementato di 7 mm ogni due cicli. La prova è terminata una volta raggiunto un rapporto Δ/H pari a 0.07.

2.4.5 Performance of reinforced concrete columns designed for flexure under severe displacement cycles (Acun, Sucuoglu 2010 ACI Structural Journal)

Questa campagna sperimentale è finalizzata a migliorare i criteri progettuali e di riabilitazione strutturale basati su livelli prestazionali in termini di spostamenti e deformazioni che i vari elementi strutturali devono soddisfare. I criteri di nuova generazione in questione sono quelli proposti dall'Eurocodice 8 e dalle prescrizioni ASCE/SEI 41.

Sono stati testati complessivamente 12 campioni. Essi sono suddivisi in due tipologie: la prima rappresenta dei pilastri non conformi alle normative appena citate mentre la seconda rappresenta dei pilastri ad esse conformi sia in termini di materiali utilizzati sia in termini di dettagli costruttivi. Ognuno dei campioni testati è stato sottoposto ad una prova di presso-flessione. La forza normale è stata mantenuta costante mentre la variabile principale è costituita dalla sequenza di spostamenti che sono stati imposti ai pilastri.

Capitolo 2

I risultati ottenuti non vengono riportati in quanto esulano dallo scopo di questa tesi. Essi rappresentano infatti un confronto tra l'Eurocodice 8 e le normative ASCE-SEI 42.

Caratteristiche dei campioni testati

Le caratteristiche dei campioni testati sono riportate in tabella 2.11. Tutti i pilastri hanno sezione quadrata 35 cm x 35 cm e altezza pari a 180 cm.

	Tipo 1	Tipo 2
Resistenza a compressione del calcestruzzo [MPa]	13	25
Tensione di snervamento delle barre di armatura longitudinale [MPa]	315	454
Rapporto di armatura longitudinale %	1	1
Tensione di snervamento delle barre di armatura trasversale [MPa]	368	469

Tabella 2.11 Caratteristiche meccaniche dei campioni testati.

Schema della prova

Lo schema della prova è riportato in figura 2.22.

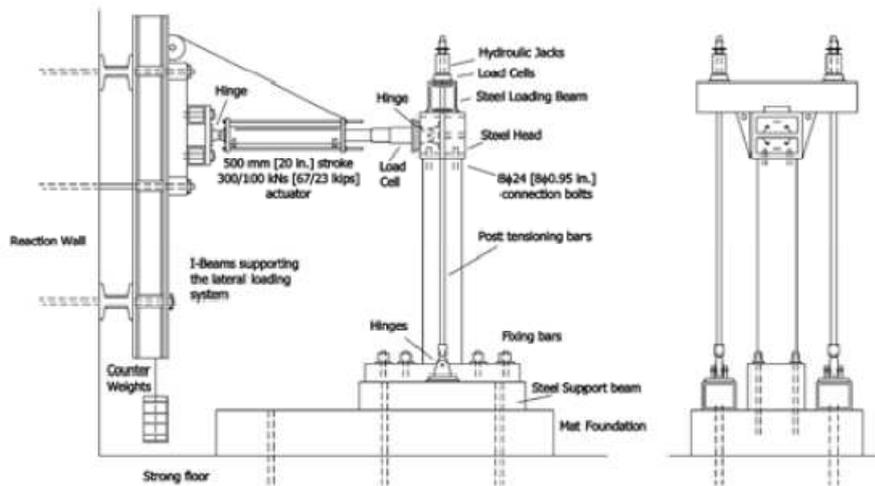


Figura 2.22 Schema della prova.

Modalità di prova

A tutti i campioni testati è stato applicato un carico normale pari al 20% della loro capacità assiale. Tra un campione e l'altro è stata invece variata la sequenza degli spostamenti orizzontali imposti durante la prova. Le ampiezze degli spostamenti Δ che sono state scelte nelle varie sequenze sono 10, 18, 35, 50, 70 e 105 mm.

Capitolo 3

Prove di pull-out: programma sperimentale e schema della prova

Nel presente capitolo vengono introdotte le prove di estrazione oggetto del presente lavoro di tesi. In particolare dopo aver illustrato gli obiettivi che si sono voluti conseguire con queste prove, sono state descritte le caratteristiche geometriche e meccaniche dei campioni testati, il programma sperimentale adottato e lo schema seguito per le prove. Inoltre è stata riportata una campagna sperimentale effettuata nel 2006 del tutto analoga a quella in questione al fine di verificare se i risultati già precedentemente ottenuti fossero confermati o meno.

3.1 Obiettivo delle prove di estrazione

Le prove di pull-out in questione sono state effettuate precedentemente alle prove di presso-flessione sui pilastri prefabbricati APE che verranno effettuate in futuro. Esse sono state effettuate al fine di investigare il comportamento dei ferri di ripresa del pilastro quando quest'ultimo è soggetto a presso-flessione. In particolare si voleva capire se le sollecitazioni cicliche sia orizzontali che verticali che i ferri di ripresa assorbono quando il pilastro viene soggetto ad azione sismica potessero pregiudicare o meno il corretto funzionamento del sistema di collegamento tra il pilastro e la fondazione.

Per analizzare quanto appena esposto ognuna delle barre testate è stata inserita all'interno di un prisma in calcestruzzo mediante un particolare sistema di ancoraggio che non è nient'altro che una semplificazione del sistema di ancoraggio convenzionale utilizzato dall'APE per il collegamento dei pilastri alle

fondazioni già ampiamente descritto nel capitolo 1. Il sistema di ancoraggio semplificato in questione prevede di annegare all'interno del plinto in calcestruzzo uno tubo metallico liscio a sezione quadrata di lato 80 mm, inserire la barra d'armatura nel tubo dopo una decina di giorni dal getto del calcestruzzo e inghisarla mediante una malta ad alta resistenza e a ritiro compensato tipo EMACO. I tubi in acciaio all'interno dei quali vengono inghisate le barre simulano gli scatolari che costituiscono il trespolo metallico utilizzato per collegare il pilastro alla fondazione mentre le barre soggette ad estrazione rappresentano i ferri di ripresa del pilastro.

Le prove di estrazione effettuate si sono svolte in due fasi: nella prima fase mediante l'utilizzo di una vite senza fine ancorata ad una struttura di contrasto, la barra testata è stata sottoposta ad alcuni cicli forza orizzontale mentre nella seconda fase si è proceduto all'applicazione di cicli di forza verticale e all'estrazione della barra dal plinto in calcestruzzo (le varie tipologie di prove effettuate sono elencate in tabella 3.3). I parametri che sono stati fatti variare tra le varie prove di pull-out eseguite sono la lunghezza del tubo in acciaio all'interno del quale viene inghisata la barra (31 cm o 41 cm), l'entità delle forze orizzontali cicliche applicate alla barra prima dell'estrazione (basso livello o alto livello) e la tipologia di forza verticale applicata per l'estrazione della barra dal plinto (monotona o ciclica).

Applicando alle barre forze cicliche sia orizzontali che verticali e poi sottoponendole ad estrazione si è voluto investigare se e in quale maniera queste vadano a condizionare e a modificare i meccanismi di aderenza che intervengono nel sistema di ancoraggio in esame: il meccanismo di aderenza tra il calcestruzzo del plinto e la superficie esterna dello scatolare, quello tra la malta ad alta resistenza e la superficie interna dello scatolare e infine quello tra la barra d'armatura e la malta. In figura 3.1 è riportata un'immagine di alcuni campioni prima della prova.



Figura 3.1 Campioni da testare

3.2 Campagna sperimentale precedente

Una campagna sperimentale del tutto analoga a quella esposta nel presente lavoro di tesi era già stata effettuata nel 2006. Quest'ultima differisce da quella attuale in quanto le barre di armatura non sono state precaricate con delle forze cicliche né verticali né orizzontali ma sono state sottoposte a semplice prova di estrazione monotona.

Nella precedente campagna sperimentale sono state testate complessivamente tre tipologie di ancoraggio:

1. Scatolare liscio lungo 400 mm
2. Scatolare liscio lungo 300 mm
3. Scatolare liscio lungo 300 mm ma nervato con una serie di angolari saldati sui lati in senso longitudinale e trasversale

Capitolo 3

Come nella sperimentazione attuale gli scatolari avevano tutti sezione quadrata di lato 80 mm ma a differenza di quest'ultima le barre testate non avevano diametro di 32 mm ma di 26 mm. Inoltre i prismi in calcestruzzo avevano dimensioni 90 x 90 x 45 cm. In tabella 3.1 sono state riassunte le principali caratteristiche dei campioni testati e i relativi meccanismi di rottura.

Campione	Tipologia di ancoraggio	Lunghezza di ancoraggio della barra [mm]	Presenza di angolari per impedire lo sfilamento dello scatolare	Meccanismi di rottura		
				Sfilamento dello scatolare dal prisma in cls	Snervamento della barra	Scorrimento dell'EMACO all'interno dello scatolare
B1A	1	400	no	x		
B1B	1	400	no	x		
B2A	2	300	no	x		
B2B	2	300	no	x		
B3B	3	300	si		x	
B3A20	3	220	si		x	
B3A15	3	150	si			x

Tabella 3.1 Caratteristiche dei campioni testati e corrispondenti meccanismi di rottura.

Come si può notare dalla tabella sopra riportata per tutti i campioni delle prime due tipologie la prova è stata arrestata a causa dello sfilamento dello scatolare dal prisma di calcestruzzo mentre la barra era ancora efficacemente ancorata all'interno dello scatolare stesso. La forza media di estrazione dello scatolare è pari a 140.5 kN per la prima tipologia di ancoraggio (scatolare lungo 410 mm) e 83.8 kN per la seconda (scatolare lungo 310 mm). Per quanto riguarda invece la terza tipologia di ancoraggio in cui agli scatolari sono stati saldati degli angolari per evitarne lo sfilamento, i primi due provini con lunghezze di ancoraggio della

barra maggiori (rispettivamente 300 mm e 220 mm) hanno raggiunto la crisi per snervamento della barra mentre il terzo provino con una lunghezza di ancoraggio ridotta (150 mm) ha raggiunto la crisi per scorrimento dell'EMACO all'interno dello scatolare.

Ai fini dei confronti che verranno effettuati nei prossimi capitoli, è bene sottolineare che lo sfilamento del getto di EMACO di lunghezza pari a 150 mm avvenuto nel campione B3A15, si è verificato in corrispondenza in una forza verticale di estrazione pari a 270 kN a cui corrisponde una tensione tangenziale media τ_m di circa 6.1 MPa.

Ulteriormente alle prove appena illustrate in cui sono state testate le tre tipologie di ancoraggio, erano state eseguite altre prove di pull-out. In questa seconda batteria di prove le barre di diametro sempre pari a 26 mm sono state inserite in plinti in calcestruzzo in vera grandezza (160 x 160 x 100 cm) secondo la tecnica costruttiva APE. In ogni plinto è stato predisposto un trespolo metallico formato da 4 scatolari collegati insieme mediante un telaio in acciaio. Sono stati preparati complessivamente 3 plinti ognuno dei quali presentava 4 barre su cui effettuare la prova di estrazione. Nei diversi plinti sono state considerate varie lunghezze di ancoraggio delle barre (50, 70 e 85 mm) e vari spessori degli scatolari (2, 4 e 6 mm). Sono state effettuate complessivamente 11 prove e in nessuna di esse è mai stato raggiunto lo scorrimento né dello scatolare all'interno del plinto, né della barra all'interno dello scatolare. La rottura è sempre stata raggiunta per snervamento delle barre e successiva rottura per trazione delle stesse.

Da tutte le prove effettuate si è dedotto che il sistema normalmente adottato dall'APE per il collegamento dei pilastri alle fondazioni, risulta essere completamente efficiente fino a lunghezze di ancoraggio pari a 50 cm; in quest'ambito non si sono registrati danneggiamenti evidenti né nel calcestruzzo del getto all'interno del quale è stato predisposto il trespolo metallico né nella malta EMACO utilizzata per l'inghisaggio. Solo una modesta porzione superficiale di malta, per una profondità di circa 2 cm, è risultata danneggiata a

causa del mancato effetto del confinamento esercitato dallo scatolare metallico. Il buon comportamento del sistema è da imputarsi principalmente ai profili metallici che vengono saldati agli scolarari necessari per la costruzione della scatola di fondazione. Sono tali elementi che impediscono lo scorrimento dello scatolare rispetto al calcestruzzo del plinto anche in presenza di lunghezza di ancoraggio modeste (inferiori a 500 mm) e garantiscono che la crisi dell'ancoraggio non avvenga per perdita dell'aderenza tra la superficie esterna dello scatolare e il calcestruzzo del plinto.

Per quanto riguarda invece i meccanismi di aderenza che coinvolgono la malta EMACO, questi sono due: il primo è quello tra la barra ad aderenza migliorata e la malta e il secondo tra quest'ultima e la parete interna dello scatolare. In nessun caso la crisi si è manifestata a causa del cedimento del primo tipo di legame. Considerando i risultati ottenuti si può osservare che sono sufficienti non più di 20 cm di ancoraggio dell'EMACO all'interno dello scatolare per garantire il raggiungimento dello snervamento della barra di acciaio prima dello sfilamento della malta dallo scatolare.

Sulla base dei risultati sperimentati ottenuti sono anche state calibrate le due formule di seguito riportate. La prima consente di calcolare la lunghezza di ancoraggio di progetto tale da garantire che lo snervamento della barra preceda lo sfilamento dello scatolare dal calcestruzzo mentre la seconda consente di calcolare la lunghezza di ancoraggio di progetto tale da garantire che lo snervamento della barra preceda che lo sfilamento dell'EMACO dallo scatolare.

$$1) l_{bd} = \sqrt{20.78 * \frac{A_s * f_{yd}}{B}}$$

$$2) l_{bd} = 0.094 * \frac{A_s * f_{yd}}{B_{int}}$$

dove A_s è l'area della barra in cm^2 , f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto della barra espressa in MPa, B è la larghezza esterna dello scatolare in mm (80 mm) e B_{int} è la larghezza interna dello scatolare in mm (72 mm).

3.3 Caratteristiche meccaniche e geometriche dei campioni testati

Sono state effettuate complessivamente 14 prove di estrazione. Tutte le barre testate sono barre ad aderenza migliorata di diametro pari a 32 mm, lunghezza pari a 135 cm e appartengono alla classe B 450 A. Ognuna di esse è stata inserita secondo il sistema d'ancoraggio semplificato descritto nel primo paragrafo, all'interno di un prisma di calcestruzzo di dimensioni pari 85 x 85 x 50 cm. In figura 3.2 è riportata un'immagine di un campione appena descritto.



Figura 3.2 Campione da testare.

Capitolo 3

La malta EMACO che è stata utilizzata per l'inghisaggio delle barre ha una resistenza media a compressione di circa 95.7 MPa mentre il calcestruzzo ha una resistenza media a compressione pari a 48.25 MPa. La resistenza media a compressione dell'EMACO è stata valutata in seguito alla rottura a compressione di due cubetti di EMACO di lato 15 cm gettati in data 11/1/2011 mentre la resistenza media a compressione del calcestruzzo è stata valutata in seguito alla rottura a compressione di 6 cubetti di calcestruzzo di lato 15 cm. In tabella 3.2 sono riportate le date di getto dei vari cubetti di calcestruzzo e di EMACO analizzati e le rispettive resistenze a compressione ottenute.

Data di getto del cubetto	Forza di compressione a rottura [kg]	Resistenza a compressione [MPa]	Data di rottura del cubetto	Giorni di invecchiamento
CALCESTRUZZO				
9/12/2010	77100	34.3	3/2/2011	56
9/12/2010	83800	37.2	10/2/2011	63
13/12/2010	146100	64.9	10/2/2011	59
13/12/2010	147200	65.4	10/2/2011	59
14/12/2010	99800	44.3	10/2/2011	58
14/12/2010	97600	43.4	3/2/2011	51
EMACO				
11/1/2011	196000	87	19/1/2011	8
11/1/2011	235000	104.4	10/2/2011	30

Tabella 3.2 Valori di resistenza a compressione del calcestruzzo e dell'EMACO ottenuti dalla rottura dei cubetti.

Tutti i plinti testati sono uguali tra di loro sia per la geometria che per le armature. L'unico parametro che è stato fatto variare è la lunghezza dello scatolare. Sono state testate complessivamente due diverse tipologie di ancoraggio:

1. Scatolare liscio lungo 410 mm
2. Scatolare liscio lungo 310 mm

Esse sono analoghe alle prime due tipologie della campagna sperimentale effettuata nel 2006. Nelle successive figure 3.3 e 3.4 sono riportati i disegni tecnici dei due tipi di scatolari inseriti all'interno dei campioni testati.

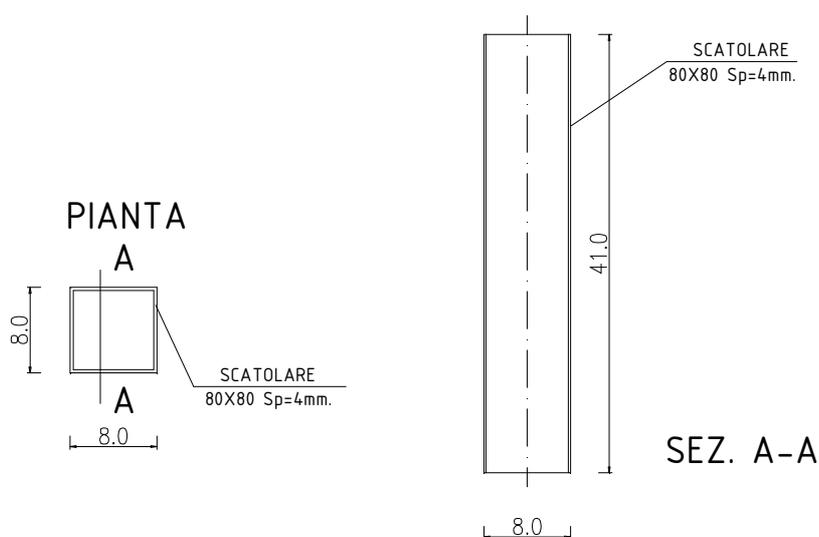


Figura 3.3 Disegno tecnico dello scatolare della tipologia 1.

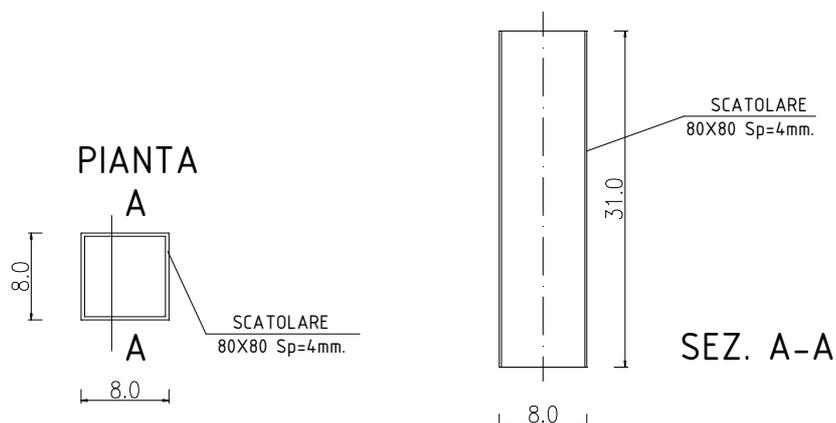


Figura 3.4 Disegno tecnico dello scatolare della tipologia 2.

Nelle figure 3.5 e 3.6 sono invece stati riportati rispettivamente, un disegno della sezione trasversale e della pianta dei plinti ed uno dell'armatura di questi.

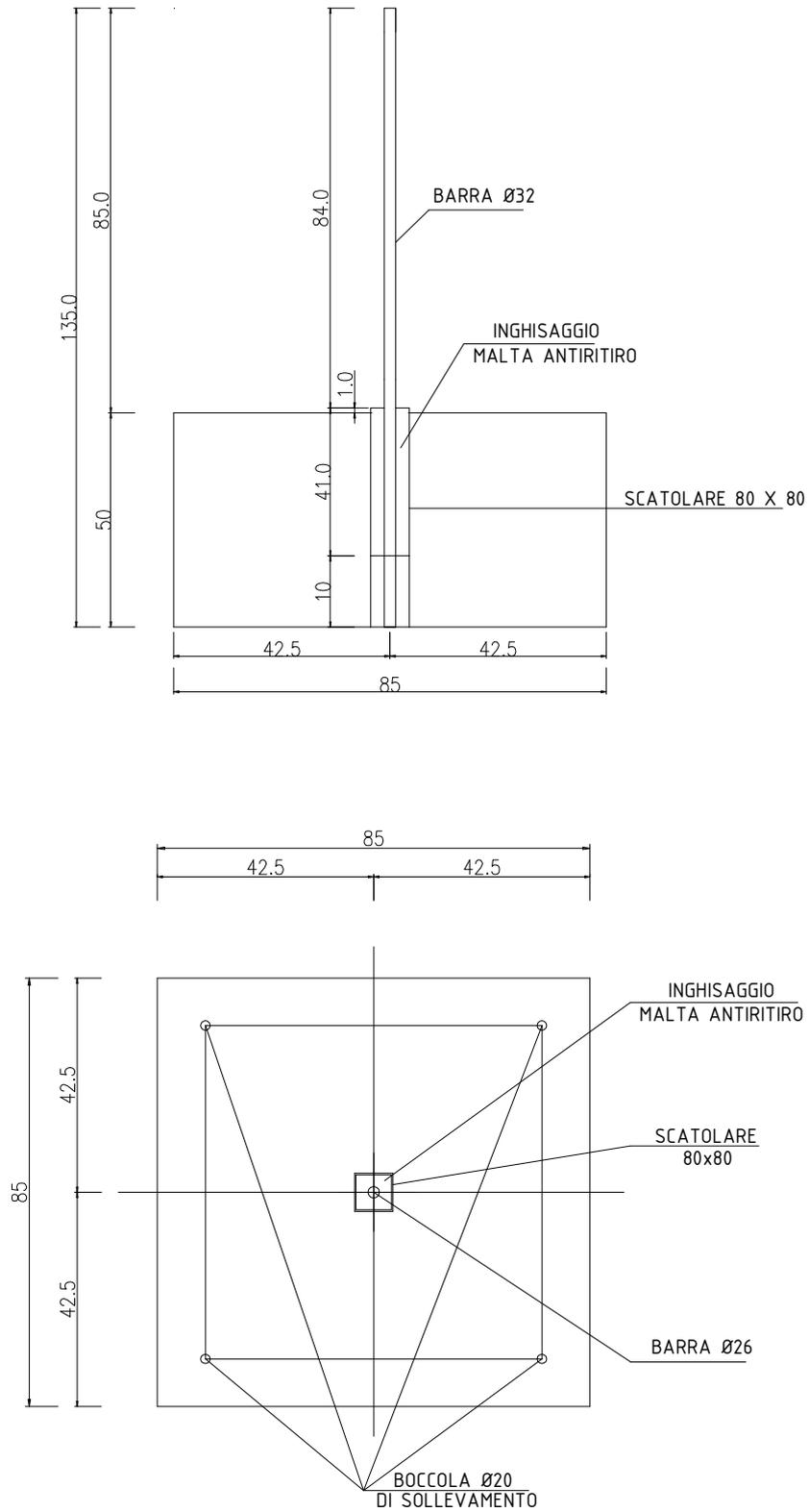


Figura 3.5 Sezione trasversale e pianta dei plinti

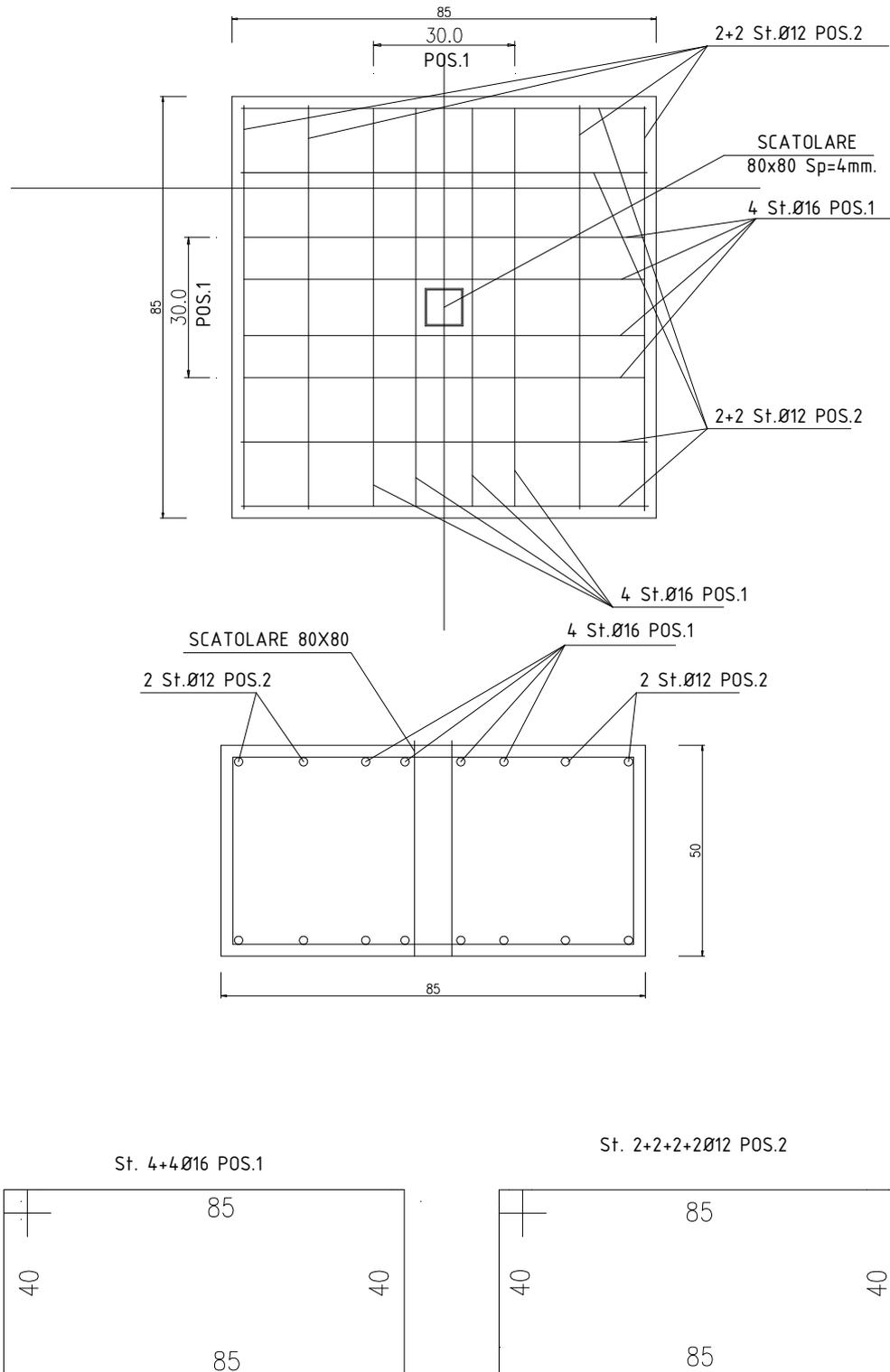


Figura 3.6 Armatura dei plinti.

3.4 Descrizione del programma sperimentale

Di seguito è stato riportato il programma sperimentale seguito. Inoltre in tabella 3.3 sono state riassunte le principali caratteristiche dei provini testati.

Per quanto riguarda la sigla che è stata assegnata ad ogni campione testato, essa è formata da due numeri ed una lettera. Il primo numero sta ad indicare la tipologia di ancoraggio testato (scatolare liscio di lunghezza pari a 41 cm o 31 cm), la lettera centrale è la stessa dell'elenco sotto riportato e rappresenta la tipologia di carico a cui il campione è stato sottoposto mentre l'ultimo numero rappresenta una numerazione dei campioni della stessa tipologia e soggetti allo stesso tipo di prova.

Programma sperimentale

1. Scatolare liscio lungo 41 cm

- | | | |
|----|---------|---|
| a. | 3 barre | Prova di estrazione monotona classica |
| b. | 2 barre | Prova di estrazione mediante carico verticale ciclico |
| c. | 1 barre | Cicli di forza orizzontale (basso livello) + Estrazione verticale ciclica |
| d. | 2 barre | Cicli di forza orizzontale (alto livello) + Estrazione verticale ciclica |
| e. | 1 barre | Cicli di forza orizzontale (alto livello) + Estrazione verticale monotona |

2. Scatolare liscio lungo 31 cm

- | | | |
|----|---------|---|
| a. | 1 barra | Prova di estrazione monotona classica |
| b. | 1 barre | Prova di estrazione mediante carico verticale ciclico |
| d. | 1 barre | Cicli di forza orizzontale (alto livello) + Estrazione verticale ciclica |
| e. | 2 barre | Cicli di forza orizzontale (alto livello) + Estrazione verticale monotona |

I cicli di forza orizzontale sono stati effettuati in controllo di forza. Per cicli di alto livello si intendono i seguenti gruppi di cicli:

- 5 cicli da 9 kN
- 5 cicli da 15 kN
- 5 cicli da 22.5 kN
- 5 cicli da 30 kN

mentre per cicli di basso livello si intendono i seguenti gruppi di cicli:

- 5 cicli da 3 kN
- 5 cicli da 6 kN
- 5 cicli da 9 kN
- 5 cicli da 15 kN

La prova di estrazione ciclica invece è stata condotta in controllo di spostamento.

I cicli che sono stati applicati prima dell'estrazione finale sono i seguenti:

- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.1 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.4 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 1.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 2.4 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 4.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 9.6 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 16.4 mm;

Campione	Lunghezza scatolare [cm]	Cicli di forza orizzontale	Forza verticale di estrazione	Data del getto di cls	Data di inghisaggio
1A1	41	no	monotona	9/12/2010	11/1/2011
1A2	41	no	monotona	7/12/2010	11/1/2011
1A3	41	no	monotona	??	11/1/2011
1B1	41	no	ciclica	10/12/2010	11/1/2011
1B2	41	no	ciclica	10/12/2010	11/1/2011
1C1	41	basso livello	ciclica	7/12/2010	11/1/2011
1D1	41	alto livello	ciclica	7/12/2010	11/1/2011
1D2	41	alto livello	ciclica	9/12/2010	11/1/2011
1E1	41	alto livello	monotona	10/12/2010	11/1/2011
2A1	31	no	monotona	13/12/2010	11/1/2011
2B1	31	no	ciclica	??	11/1/2011
2D1	31	alto livello	ciclica	13/12/2010	11/1/2011
2E1	31	alto livello	monotona	13/12/2010	11/1/2011
2E2	31	alto livello	monotona	??	11/1/2011

Tabella 3.3 Principali caratteristiche dei campioni testati.

3.5 Schema della prova

Nel presente paragrafo viene descritto come sono state organizzate le due diverse fasi della prova. In particolare vengono illustrati i due sistemi metallici ideati per l'applicazione sia della forza ciclica orizzontale che di quella verticale.

3.5.1 Sistema per l'applicazione della forza di estrazione

Il sistema utilizzato per l'applicazione della forza di estrazione è riportato in figura 3.7. Come è possibile osservare dalla figura sotto riportata, per l'esecuzione delle prove di estrazione, sia monotone che cicliche, sul prisma in calcestruzzo è stato appoggiato un treppiede metallico forato al centro, dal quale è stata fatta fuoriuscire la barra soggetta a prova. Questo oggetto metallico è lo stesso utilizzato anche nella precedente campagna sperimentale del 2006. Sopra al

treppiede è stato disposto un martinetto cavo da 60 t, all'interno del quale è stata fatta passare la barra. Infine, sopra al martinetto sono stati posti alcuni dischi metallici bloccati da un dado filettato sui quali lo stelo cavo del martinetto esercitava la forza di trazione. Gli elementi appena descritti sono evidenziati in figura 3.8.



Figura 3.7 Campione preparato per l'esecuzione della prova di estrazione.

Come è possibile osservare dalla figura 3.7, per l'esecuzione della prova ogni campione è stato disposto su due appoggi in legno in modo tale da poter applicare un LVDT a contatto con l'estremità inferiore della barra ad aderenza migliorata. Inoltre sulla superficie superiore del plinto è possibile notare la presenza di una crociera formata da tre angolari saldati che costituisce il supporto per gli LVDT. Non ci si sofferma sulla descrizione degli LVDT e della crociera in quanto gli aspetti relativi agli strumenti di misura utilizzati, alla loro applicazione e alle misure rilevate sono stati approfonditi nel capitolo successivo.



Figura 3.8 Particolare del setup di prova.

Il treppiede è stato spessorato mediante dei piatti e delle lamine in acciaio in modo tale da consentirne un appoggio sulla superficie superiore del plinto più uniforme evitando così la formazione di zone in cui la distribuzione delle pressioni di contatto fosse troppo irregolare e caratterizzata da valori molto elevati di tensione. Inoltre è possibile osservare la presenza di una catena di sicurezza che collega la parte superiore della barra con il treppiede. Questa è stata inserita per evitare che, in caso di rottura della barra per trazione, quest'ultima si alzasse secondo traiettorie inaspettate.

3.5.2 Sistema per l'applicazione della forza orizzontale ciclica

Il sistema messo a punto per l'applicazione della forza orizzontale ciclica alle barre inghisate nei plinti è riportato nelle figure 3.9 e 3.10.



Figura 3.9 Vista frontale del sistema messo a punto per l'applicazione della forza orizzontale.



Figura 3.10 Vista posteriore del sistema messo a punto per l'applicazione della forza orizzontale.

Come è possibile notare dalle figure sopra riportate, il campione da testare è stato inserito all'interno di un apposito telaio di contrasto e immobilizzato all'interno di esso da una parte mediante una coppia di pistoni da 10 t ciascuno e dall'altra parte mediante due traverse in acciaio di contrasto. I due pistoni, che vengono messi in pressione mediante una pompa idraulica manuale, sono stati messi a contatto con uno spessore formato da 4 prismi in calcestruzzo. Il plinto inoltre è stato appoggiato su due traversine in acciaio per rendere più facili le operazioni di montaggio e di spostamento dello stesso mediante il carrello elevatore. La presenza dei due appoggi fa sì che quando viene applicata la forza orizzontale alla barra inghisata nel plinto, quest'ultimo tende ad inflettersi. Sarebbe quindi stato preferibile appoggiare il plinto direttamente sul telaio di contrasto in modo tale da contrastare l'inflessione dell'intradosso del plinto. Questo fatto è stato trascurato in quanto l'entità delle forze orizzontali applicate è bassa e i plinti sono dotati di una robusta armatura a flessione. Gli elementi appena descritti sono visibili nelle figure 3.11 e 3.12.

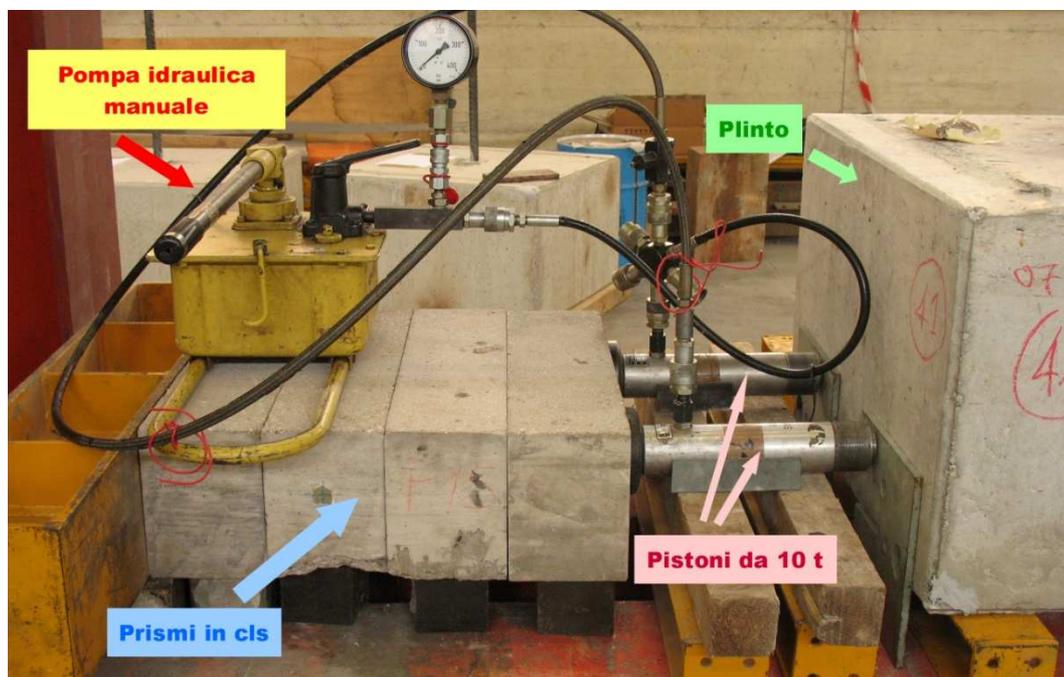


Figura 3.11 Pistoni da 10 t, prismi di contrasto in calcestruzzo e pompa idraulica manuale.



Figura 3.12 Traverse metalliche di contrasto.

Per l'applicazione della forza è stata utilizzata una vite senza fine in grado di applicare una forza orizzontale massima di 5 t. La vite senza fine, i cui dettagli e le cui caratteristiche sono stati illustrati nel capitolo 4, è stata ancorata al telaio di contrasto mediante una coppia di traverse. Esse sono state collegate tra di loro mediante tre barre in acciaio filettate di diametro pari a 20 mm ed una serie di piastre. Nelle figure 3.13 e 3.14 sono riportate rispettivamente un'immagine della vista frontale ed una di quella posteriore della vite senza fine montata sul telaio di contrasto.



Figura 3.13 Vista frontale della vite senza fine montata sul telaio di contrasto.



Figura 3.14 Vista posteriore della vite senza fine montata sul telaio di contrasto.

La vite senza fine è stata collegata, con l'interposizione di una cella di carico, ad una vite dotata di snodo sferico (figura 3.15). Quest'ultimo viene poi collegato mediante un perno in acciaio speciale ad un apposito elemento in acciaio progettato per accogliere la barra. In figura 3.16 è riportata un'immagine della vite dotata di snodo sferico che permette il collegamento tra la cella di carico e l'elemento in acciaio mentre nelle figure 3.17 e 3.18 sono riportate due immagini di quest'ultimo.

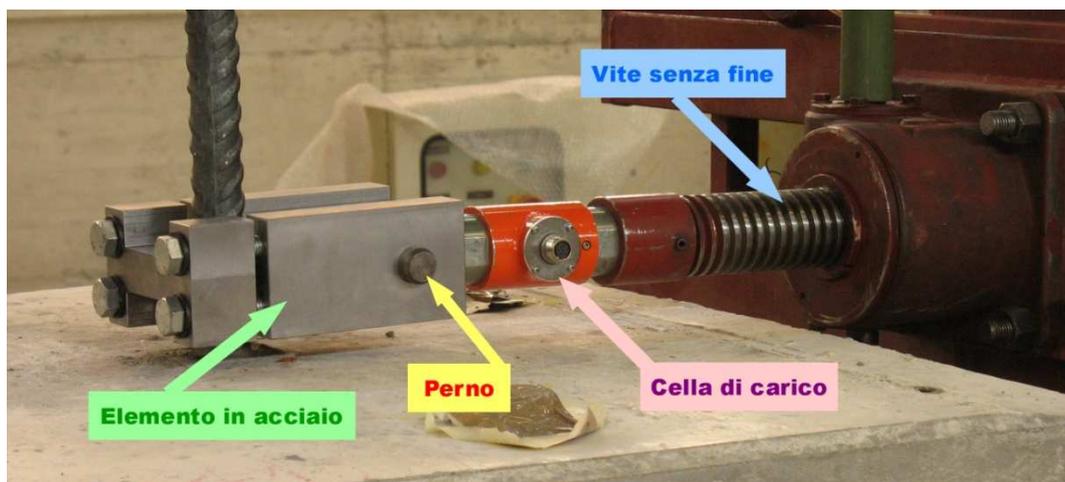


Figura 3.15 Vite senza fine, cella di carico, perno ed elemento in acciaio.



Figura 3.16 Vite dotata di snodo sferico che collega la cella di carico e l'elemento in acciaio.

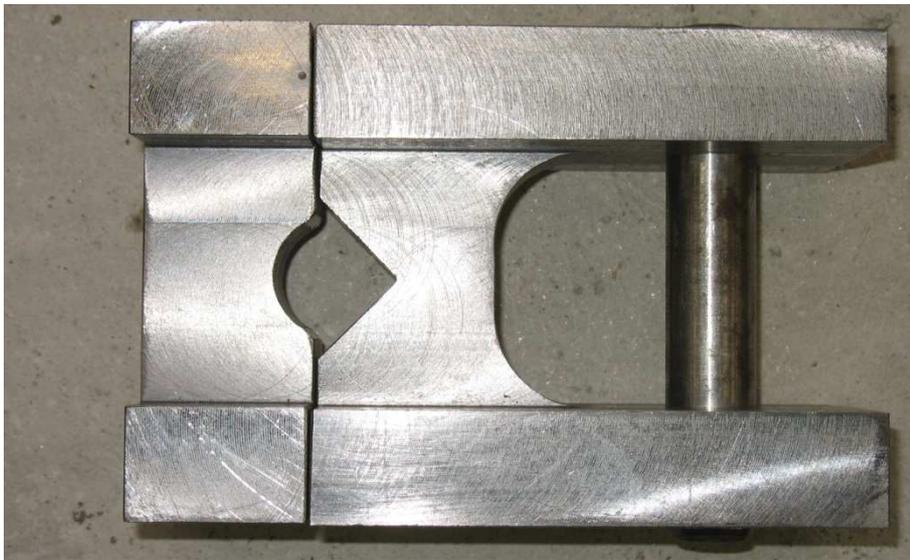


Figura 3.17 Elemento in acciaio progettato per l'applicazione della forza orizzontale ciclica.



Figura 3.18 Particolare dell'elemento in acciaio montato sulla barra.

Capitolo 3

L'elemento in acciaio in questione, il cui disegno tecnico è riportato in figura 3.19, è costituito da due elementi ognuno dei quali è formato da due piastre verticali e una orizzontale saldate assieme e tutte di spessore pari a 3 cm. Le piastre orizzontali sono disegnate in modo tale che quando i due elementi vengono uniti mediante 4 viti M16 classe 8.8 rimane un foro nel quale viene alloggiata la barra di diametro 32 mm che deve essere sollecitata orizzontalmente. In realtà il pezzo in esame non è stato realizzato esattamente come previsto nel disegno tecnico, saldando cioè diverse piastre assieme, ma per questioni di comodità di produzione è stato ottenuto interamente dal pieno mediante l'utilizzo di una fresa. A seguire sono state riportate anche le verifiche che sono state effettuate per la progettazione dell'elemento appena descritto.

○ Verifica a rifollamento

Per valutare lo spessore minimo della piastra all'interno della quale viene inserita la barra che deve essere testata si è effettuata una verifica a rifollamento. La massima forza orizzontale che può essere esercitata sulla barra in esame equivale alla massima capacità della vite senza fine che viene utilizzata per questo tipo di prove, ossia 5 t. In accordo con il DM del 14/1/2008 si ha che lo spessore minimo per rifollamento è:

$$t_{min} = \frac{F * \gamma_{M2}}{k * \alpha * d * f_{tk}}$$

dove:

- $F = 5 t$
- $\gamma_{M2} = 1.25$
- d è il diametro nominale della barra (32 mm)
- f_{tk} è la resistenza a rottura delle piastra (360 MPa per un acciaio di classe S 235)
- $\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{tb}}{f_{tk}}; 1 \right) = \min \left(\frac{50}{96}; \frac{540}{360}; 1 \right) = 0.52$

(d_0 è il diametro nominale del foro di alloggiamento della barra, f_{tb} è la resistenza a rottura del materiale utilizzato per realizzare la barra cioè 540 MPa per classi B 450 A e C mentre e_1 e e_2 sono le distanze geometriche riportate in figura 3.20)

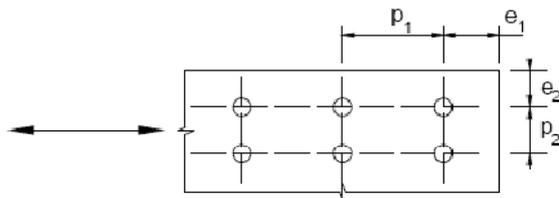


Figura 3.20 Distanze geometriche tra i fori previste dal DM 14/1/2008.

$$- k = \min \left(2.8 * \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right) = \min(1.36; 2.5) = 1.36$$

Complessivamente si ottiene:

$$t_{min} = \frac{5 * 10^4 * 1.25}{1.36 * 0.52 * 32 * 360} \cong 7.7 \text{ mm}$$

A favore di sicurezza la piastra è stata realizzata con uno spessore di 30 mm.

o Verifica delle saldature

Per valutare lo spessore dei cordoni di saldatura che uniscono le due piastre verticali a quella orizzontale nella quale viene inserita la barra da testare, sono state valutate le τ_{\parallel} che nascono quando la vite senza fine esercita la massima forza ossia 5 t. Si ipotizza uno spessore dei cordoni di saldatura di 1 cm a cui corrisponde un'altezza di gola di 7 mm.

$$\tau_{\parallel} = \frac{F}{A_{tot}} = \frac{5 * 10^4}{4 * 45 * 7} \cong 37 \text{ MPa}$$

Complessivamente le τ_{\parallel} che nascono sono accettabili in quanto deve risultare che:

$$\begin{cases} \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 * f_{yk} & 37 \text{ MPa} \leq 200 \text{ MPa} \\ |\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \beta_2 * f_{yk} & 37 \text{ MPa} \leq 235 \text{ MPa} \end{cases}$$

Capitolo 4

Prove di pull-out: strumentazione utilizzata

Nel presente capitolo sono state brevemente illustrate le caratteristiche sia degli LVDT, ossia gli strumenti utilizzati per misurare gli spostamenti subiti dalla barra quando questa viene sottoposta a forze orizzontali o verticali, sia degli strumenti adoperati per l'applicazione e la misura di queste ultime.

4.1 LVDT (Linear Variable Differential Transformer)

L'LVDT, riportato in figura 4.1, è un dispositivo in grado di misurare lo spostamento di un punto prestabilito rispetto al punto di fissaggio della base sperimentale. Lo strumento sfrutta il fenomeno dell'induzione elettromagnetica e di fatto esso non è nient'altro che un trasformatore a nucleo mobile e, come tale, è in grado di manipolare solamente grandezze elettriche alternate. Le componenti fondamentali di cui un LVDT è costituito sono illustrate in figura 4.2.

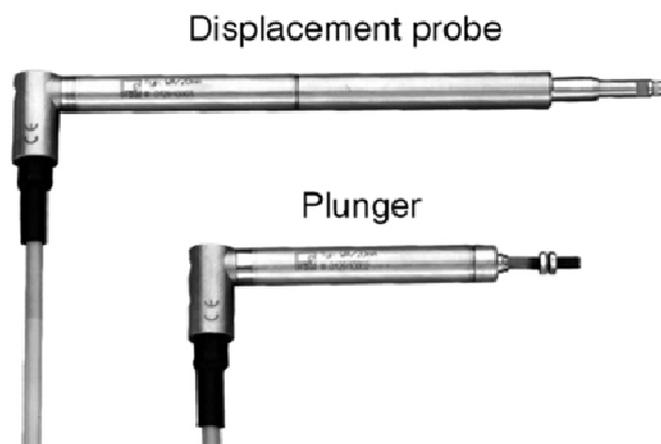


Figura 4.1 Esempi di tipologie di LVDT.

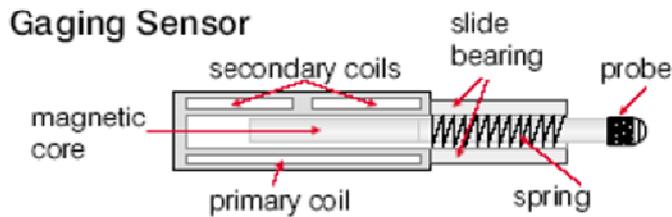


Figura 4.2 Sezione longitudinale di un LVDT.

Gli LVDT consentono di rilevare lo spostamento di un punto prefissato con cui la sonda dello strumento continua a rimanere in continuo contatto grazie all'azione di una molla interna (*spring*). Lo spostamento della sonda viene trasformato in una variazione di potenziale elettrico che può essere rilevata dal sistema d'acquisizione. Il circuito, riportato in figura 4.3, è costituito da un solenoide (*coil*) principale (*P*) e da due solenoidi secondari avvolti in controfase l'uno rispetto all'altro (*S1* e *S2*); l'asse di tali solenoidi coincide con quello di un nucleo (*core*) ferromagnetico anche se nella figura non si è rappresentata tale coincidenza di assi per maggiore chiarezza.

Il solenoide *P* è percorso da corrente alternata e dunque si viene a generare un campo d'induzione magnetica; tale campo, concatenato ai due solenoidi secondari, è variabile nel tempo e perciò induce in essi correnti alternate. Il campo magnetico generato determina anche la magnetizzazione del nucleo ferromagnetico e dunque quando esso occupa una posizione tale da conferire "simmetria" al trasformatore, si ha che il flusso concatenato da *S1* è identico a quello concatenato da *S2* e quindi $V_{s1} = -V_{s2}$. Dunque la tensione tra i due estremi del circuito secondario, che rappresenta l'output del trasduttore, è nulla. Al contrario, se il nucleo si muove dalla posizione di zero, il voltaggio indotto sul solenoide al quale si è avvicinato aumenta (l'avvicinamento del nucleo determina un aumento del campo magnetico concatenato) a discapito dell'altro che diminuisce generando così un output diverso da zero e linearmente proporzionale allo spostamento del nucleo (Δx).

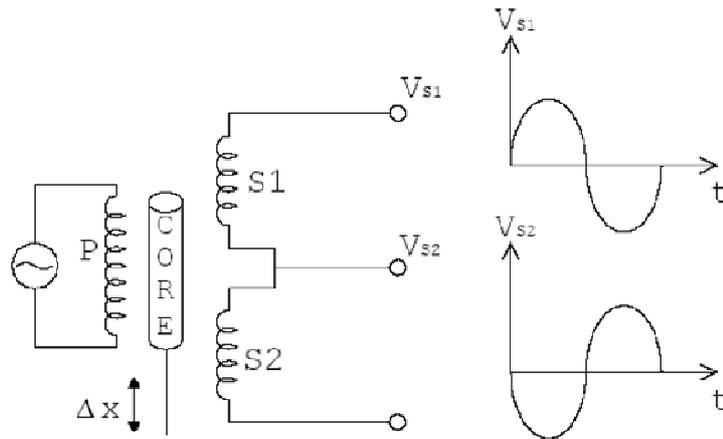


Figura 4.3 Schema del circuito elettromagnetico alla base del funzionamento di un LVDT.

Prima di poter utilizzare tali strumenti occorre effettuare la taratura al fine di conoscere la costante di proporzionalità tra la differenza di potenziale in uscita e lo spostamento rilevato dallo strumento. Tale operazione consiste in pratica nell'assegnare degli spostamenti noti agli LVDT (tramite lo strumento rappresentato in figura 4.4) e nel rilevare le differenze di potenziale in uscita; successivamente i dati vengono interpolati ricavando la pendenza e l'intercetta della retta che rappresenta la proporzionalità tra le due grandezze in esame.



Figura 4.4 Taratore per gli LVDT.

Nelle prove in questione gli LVDT sono stati utilizzati sia nella prima fase della prova, per la valutazione dello spostamento indotto dalla forza orizzontale ciclica applicata alla barra, sia nella seconda fase per la misura degli spostamenti che la base della barra subisce rispetto alla superficie superiore del plinto a causa dalla forza verticale (ciclica o monotona).

4.1.1 LVDT utilizzati durante l'applicazione della forza verticale

LVDT superiori

Su ogni barra soggetta a prova di estrazione è stata montata una crociera in acciaio formata da un gruppo di tre angolari di lunghezza pari a 30.5 cm, disposti tra loro a 120°, e saldati su un anello in acciaio. Su ognuno dei tre angolari è stato montato un LVDT per la misura dello spostamento relativo barra – superficie superiore del plinto. Il gruppo di angolari è stato vincolato alla barra ad una distanza i dalla superficie superiore del plinto pari a circa 45 mm mediante tre viti. In figura 4.5 è riportata un'immagine della crociera in questione ed un particolare dell'anello in acciaio all'interno del quale viene inserita la barra con le tre viti che ne consentono il bloccaggio.



Figura 4.5 Crociera utilizzata per il montaggio degli LVDT superiori.

L'applicazione degli LVDT sugli angolari ha consentito di effettuare la misura dello spostamento rispetto ad una zona del plinto non direttamente coinvolta dal meccanismo di estrazione della barra. Nelle figure 4.6 e 4.7 sono riportate rispettivamente un'immagine della crociera applicata alla barra prima della prova di estrazione e un particolare di un LVDT montato su di essa.



Figura 4.6 Crociera in acciaio montata sulla barra prima della prova.

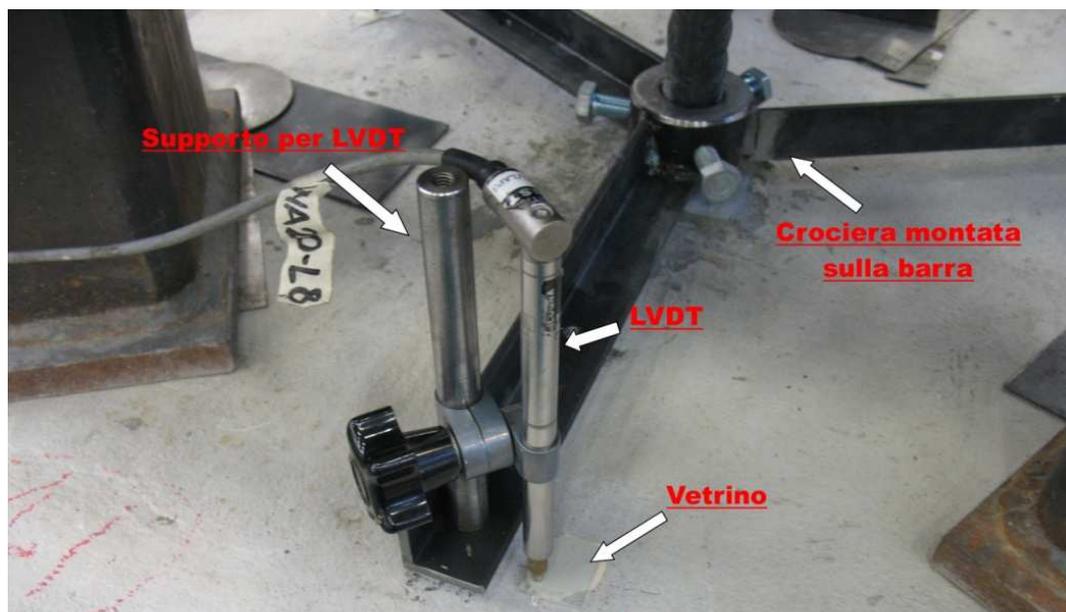


Figura 4.7 Particolare di un LVDT montato sulla crociera.

Come si può notare dalle figure sopra riportate su ognuno dei tre angolari costituenti la crociera è presente un foro filettato nel quale è stato invitato un supporto in acciaio. Su quest'ultimo è poi stato montato un LVDT. La punta di ognuno degli strumenti non è stata messa direttamente a contatto con il

calcestruzzo in quanto le irregolarità presenti sulla superficie del plinto avrebbero comportato un contatto impreciso tra quest'ultima e la punta dello strumento causando inevitabili imprecisioni nella lettura degli spostamenti. Per ovviare a quanto appena esposto, in corrispondenza della zona di contatto tra la punta del trasduttore di spostamento e la superficie del plinto è stato incollato, mediante un'apposita colla bicomponente (X 60), un vetrino in modo tale che la superficie di contatto fosse perfettamente liscia e regolare. Gli LVDT superiori sono identificati con le sigle L1, L2 e L3. In tutte le prove effettuate è stato seguito lo stesso schema di disposizione degli LVDT superiori. Esso è riportato in figura 4.8.

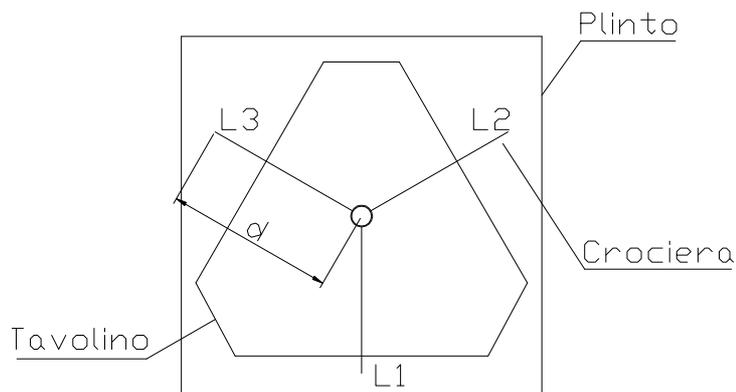


Figura 4.8 Schema di disposizione degli LVDT.

Come è possibile osservare dalla figura sopra riportata, con d si indica distanza radiale tra il centro della barra e i punti in cui gli LVDT sono a contatto con la superficie superiore del plinto. Con h ed con i si indicano invece rispettivamente la distanza media tra l'estradosso del plinto e l'intradosso dei tre angolari che costituiscono la crociera e la distanza tra l'estradosso del plinto e il centro delle viti che consentono di fissare la crociera in acciaio alla barra. Queste ultime due distanze sono riportate anche in figura 4.9.

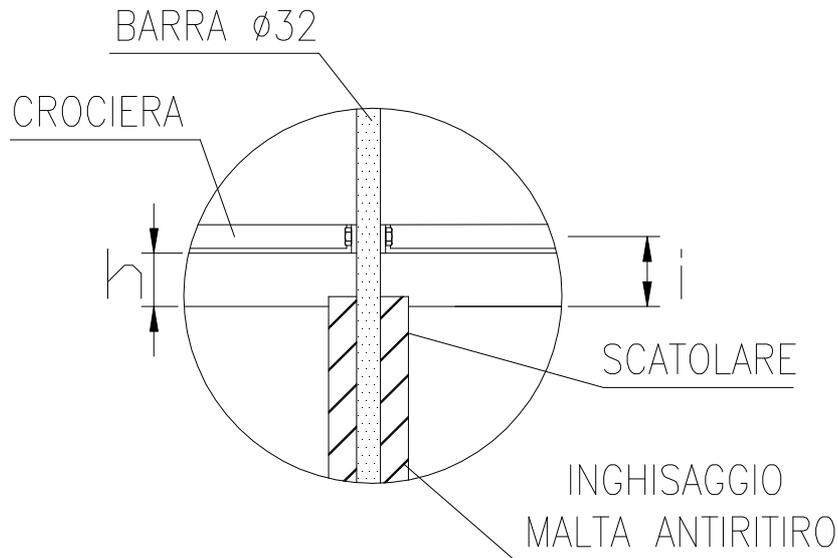


Figura 4.9 Distanze h ed i.

LVDT inferiore

Oltre ai 3 LVDT utilizzati per la misura dello spostamento superiore è stato inserito anche un quarto LVDT indicato con la sigla L4. Esso è stato inserito, come già anticipato nel paragrafo 3.4, nella parte inferiore del plinto direttamente a contatto con la barra ad aderenza migliorata. Infatti il plinto in calcestruzzo di altezza pari a 50 cm è caratterizzato dalla presenza di un foro centrale a sezione quadrata passante per tutta la sua altezza. All'interno di esso è stato inserito prima lo scatolare di lunghezza pari a 31 cm o 41 cm e poi la barra la quale è stata inghiessata mediante un getto di EMACO della stessa lunghezza dello scatolare. La barra però non è stata fatta terminare all'interno del getto di malta ad alte prestazioni ma è stata prolungata fino all'intradosso del plinto (figura 4.10). In questo modo, inserendo un LVDT inferiore è stato possibile valutare anche lo spostamento dell'estremità inferiore della barra. In figura 4.11 e 4.12 sono riportate rispettivamente un'immagine dell'LVDT inferiore ed un particolare della punta di quest'ultimo a contatto con la barra.

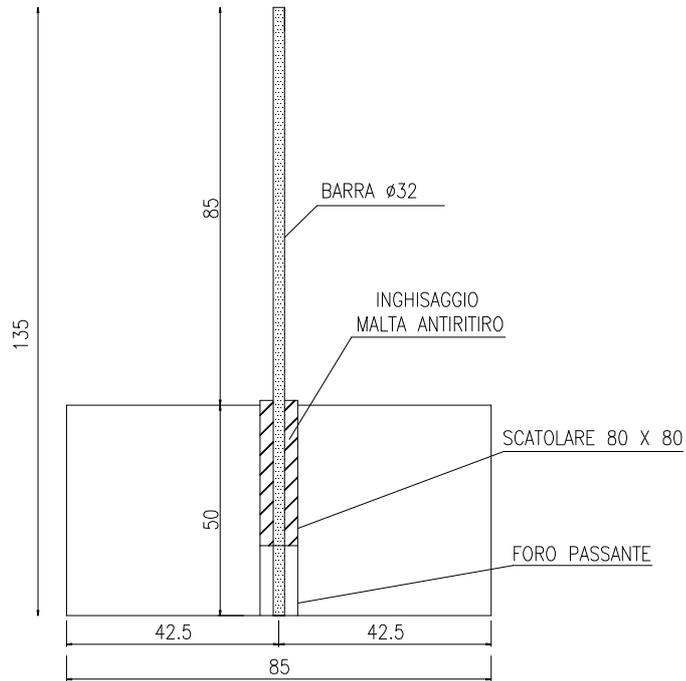


Figura 4.10 Schema del pinto con foro passante in cui è inghisata la barra.



Figura 4.11 LDVT a contatto con l'estremità inferiore della barra.



Figura 4.12 Particolare della punta dell'LVDT inferiore a contatto con la barra.

Come è possibile osservare dalla figura 4.11 anche l'LVDT inferiore è stato montato su un apposito supporto il quale è invitato ad una piastra in acciaio pesante. Quest'ultima è sistemata a terra mediante tre appoggi regolabili che le impediscono di subire delle oscillazioni.

Caratteristiche degli strumenti utilizzati

Inizialmente per le prime tre prove (campioni 1A1, 1A2 e 1B1) sono stati utilizzati degli LVDT superiori con una corsa da 20 mm ed un LVDT inferiore con una corsa da 10 mm. Le caratteristiche di questi strumenti sono riportati in tabella 4.1. Successivamente, per tutti i restanti campioni, per comprendere meglio il comportamento della barra e dell'EMACO durante la prova, i tre LVDT da 20 mm sono stati sostituiti con tre da 50 mm mentre quello da 10 mm è stato sostituito con uno da 20 mm. Le caratteristiche di questi quattro strumenti che hanno sostituito i precedenti sono riportate in tabella 4.2.

Sigla	Nome strumento	Corsa [mm]	Costante
L1	WA 20_L8	20	1.99
L2	WA 20_L3	20	1.99
L3	WA 20_L6	20	1.98498
L4	WA10_L4	10	0.9949

Tabella 4.1 Caratteristiche dei primi 4 LVDT utilizzati.

Sigla	Nome strumento	Corsa [mm]	Costante
L1	WA 50_L1	50	4.99689
L2	WA 50_L2	50	5.019458
L3	WA 50_L3	50	5.013023
L4	WA20_L3	20	1.99

Tabella 4.2 Caratteristiche dei secondo 4 LVDT utilizzati.

In data 10/02/2011 lo strumento WA 50_L1 si è rotto ed è stato sostituito con lo strumento WA 50_L4 di corsa sempre pari a 50 mm e con costante pari a 5.013.

4.1.2 LVDT utilizzati durante l'applicazione della forza orizzontale

E' stato utilizzato un LVDT anche durante l'applicazione della forza orizzontale ciclica. Lo strumento in questione è stato posto direttamente a contatto con il dispositivo in acciaio che blocca la barra. Infatti non essendoci movimenti relativi tra i due, lo spostamento orizzontale che subisce la barra è uguale a quello che subisce il sistema in acciaio. In figura 4.13 e 4.14 sono riportate due immagini dell'LVDT applicato all'elemento d'acciaio per la misura dello spostamento che subisce la barra a seguito dei cicli di forza orizzontale.



Figura 4.13 LVDT applicato all'elemento d'acciaio montato sulla barra.

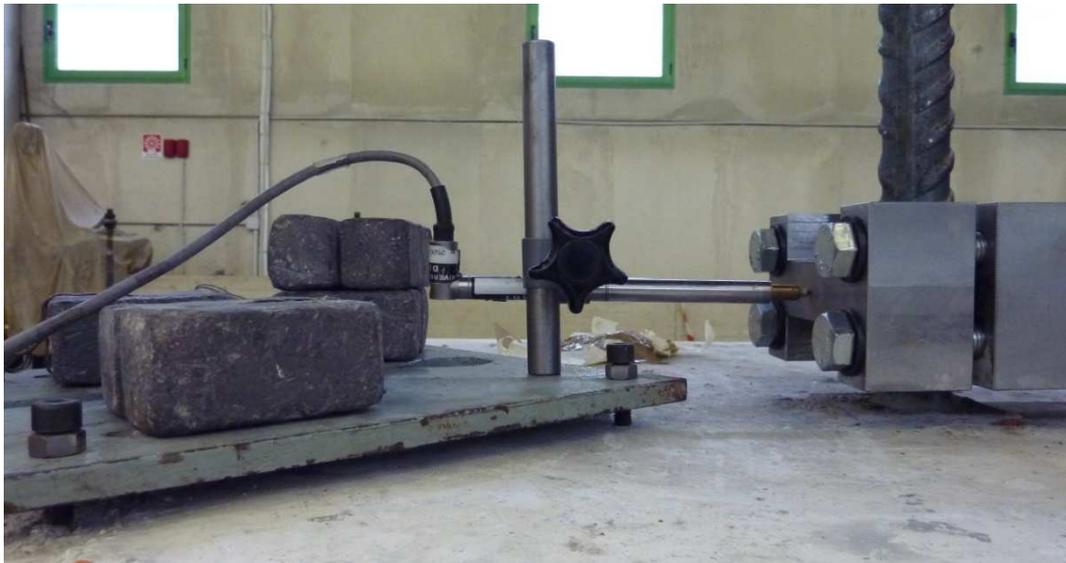


Figura 4.14 Particolare dell'LVDT per la misura dello spostamento orizzontale della barra.

Come è possibile osservare dalle immagini sopra riportate, anche in questo caso l'LVDT è stato montato su un apposito supporto il quale è invitato ad una piastra in acciaio pesante. Quest'ultima è stata sistemata sul plinto mediante tre appoggi regolabili che le impediscono di subire delle oscillazioni. Inoltre essa è stata zavorrata mediante diversi blocchetti di piombo che le impediscono di muoversi durante la prova.

Capitolo 4

Si indica con k l'altezza alla quale viene applicata la forza orizzontale sulla barra misurata rispetto all'estradosso del plinto. Tale distanza viene rappresentata in figura 4.15.

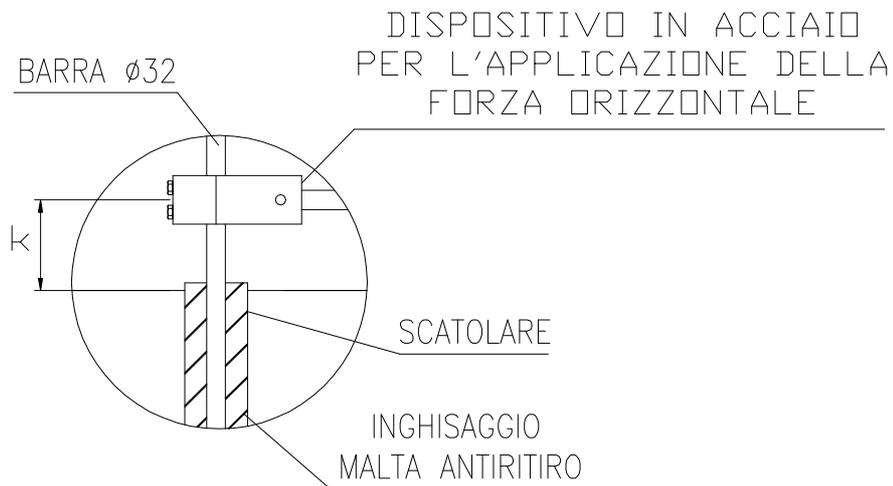


Figura 4.15 Distanza k .

In tabella 4.3 sono riportate le principali caratteristiche dell'LVDT utilizzato per rilevare gli spostamenti orizzontali.

Sigla	Nome strumento	Corsa [mm]	Costante
L5	WA 20_L8	20	1.99

Tabella 4.3 Caratteristiche dell'LVDT utilizzato.

4.2 Strumenti utilizzati per l'applicazione e la misura della forza verticale

4.2.1 Martinetto cavo, pompa idraulica e trasduttore di pressione

Per l'applicazione della forza verticale, sia ciclica che monotona, è stato utilizzato un martinetto idraulico prodotto dalla ENERPAC modello RCH-603 caratterizzato da una portata massima di 600 kN. Il martinetto in questione è riportato in figura 4.16.



Figura 4.16 Martinetto cavo utilizzato per l'applicazione della forza verticale.

Si tratta di un pistone cilindrico cavo utilizzato per l'impiego sia in spinta che in trazione. L'applicazione del carico può avvenire esclusivamente per espansione in contrasto tra due corpi; la presenza della cavità assiale consente inoltre di applicare risultanti di trazione a barre passanti dotate di piastre di contrasto, come accade nell'applicazione in esame. La pressione idraulica è fornita, tramite tubi flessibili ad attacco rapido, da una centralina oleodinamica elettroattuatora ENERPAC munita di manometro; agendo manualmente mediante dei rubinetti è

possibile intervenire sul circuito per regolarne la pressione. La pompa idraulica appena descritta è riportata in figura 4.17.



Figura 4.17 Centralina oleodinamica elettroattuata.

La risultante di trazione, applicata dal martinetto cavo alla barra, viene convertita da un trasduttore di pressione in segnale elettrico e quindi acquisita e monitorata dal sistema di controllo durante la prova. Occorre pertanto effettuare la taratura della costante di conversione del segnale elettrico in pressione. Questa era già stata effettuata mediante l'ausilio di una pressa oleodinamica da 600 KN e l'interposizione di una cella di carico.

Per le prime due prove effettuate (campioni 1A1 e 1A2) è stato utilizzato un trasduttore di pressione da 1000 bar mentre per tutti i restanti campioni è stato utilizzato un trasduttore da 500 bar in quanto esso è caratterizzato da una

precisione maggiore. In tabella 4.4 e 4.5 sono riportate rispettivamente le caratteristiche dei due trasduttori di pressione utilizzati e quelle del martinetto.

Trasduttore	Costante
500 bar	41.62
1000 bar	81.64

Tabella 4.4 Costanti dei trasduttori di pressione utilizzati.

Modello	Portata massima	Altezza corpo	Corsa	Diametro esterno	Foro centrale	Peso
ENERPAC RCH-603	60 t	24.7 cm	76 mm	159 mm	53.8 mm	28.1 kg

Tabella 4.5 Caratteristiche del martinetto cavo utilizzato.

4.2.2 Sistema di acquisizione dati

Al termine della preparazione della prova di estrazione delle barre gli strumenti installati a monitoraggio di forza applicata alla barra e spostamenti da essa subiti sono complessivamente 5: 1 trasduttore di pressione e 4 LVDT. Ovviamente è stato necessario introdurre un sistema in grado di alimentare tali strumenti, condizionarne il segnale elettrico acquisito e registrare i dati ottenuti dalle opportune conversioni di tali segnali in grandezze fisiche. In altre parole mediante il sistema di acquisizione dati, il segnale degli strumenti, una volta rilevato e alimentato, viene convertito in una misura fisicamente significativa e registrato in un file dati.

La prova estrazione in esame prevede una frequenza di rilevazione delle letture tale da escluderne la registrazione manuale; il sistema di acquisizione dei dati dovrà risultare pertanto totalmente automatizzato, tramite la gestione di un software appositamente programmato, limitando l'intervento manuale alla sola regolazione dei parametri di acquisizione. L'insieme delle apparecchiature

Capitolo 4

necessarie a realizzare l'intero sistema di acquisizione è rappresentato, nelle viste frontale e posteriore, nelle figure 4.18 e 4.19.



Figura 4.18 Vista anteriore del sistema di acquisizione.

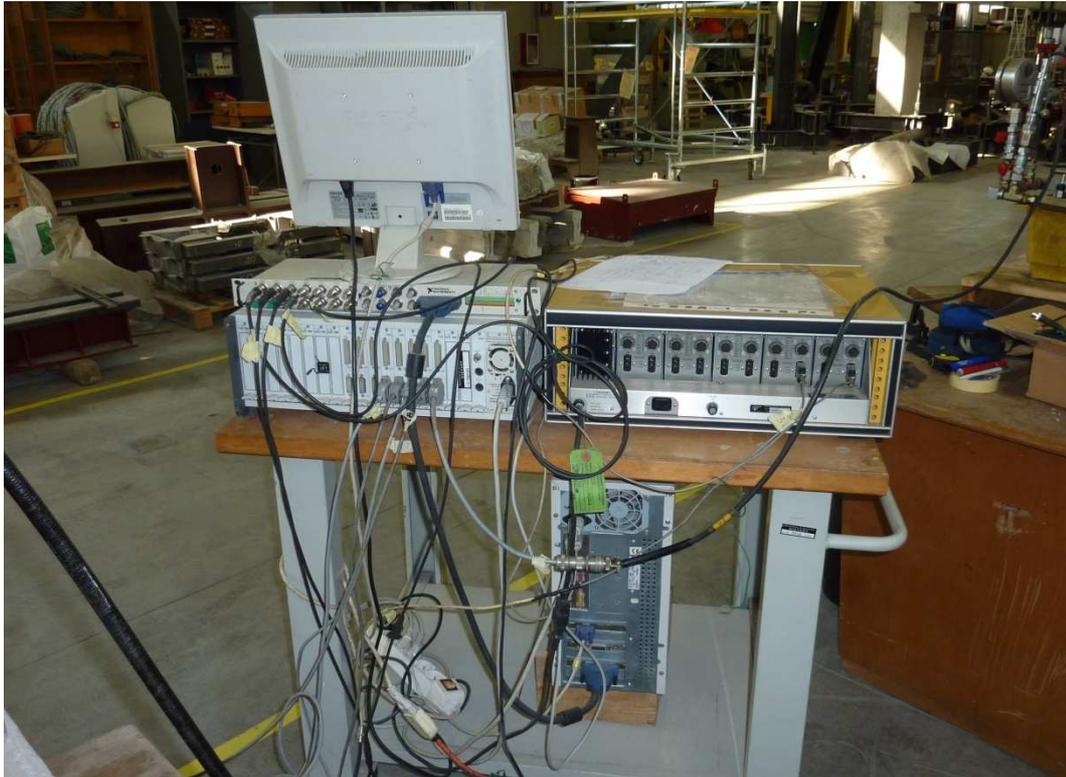


Figura 4.19 Vista posteriore del sistema di acquisizione.

Come si può osservare dalle figure sopra riportate il sistema di acquisizione dati è costituito innanzitutto da una centralina MGCplus prodotta dalla HBM. Si tratta di una centralina digitale multi-canale (8 canali) in grado di amplificare e condizionare il segnale di strumenti a funzionamento sia induttivo che resistivo. Essa è costituita da 16 *moduli di misura monocanale*, un modulo di acquisizione ed uno di uscita per ogni canale. La centralina presenta nella parte anteriore una tastiera di selezione che consente di selezionare il modulo in esame e variarne i parametri, mentre uno schermo LCD consente di visualizzare le digitalizzazioni effettuate ed i valori letti. La possibilità di introdurre la costante di conversione e l'unità di misura relativa consente di visualizzare il valore definitivo della grandezza letta (es. carico in kN per una cella di carico). In figura 4.20 e 4.21 sono riportate rispettivamente una vista anteriore ed una posteriore della centralina in questione e della morsettiera successivamente descritta.

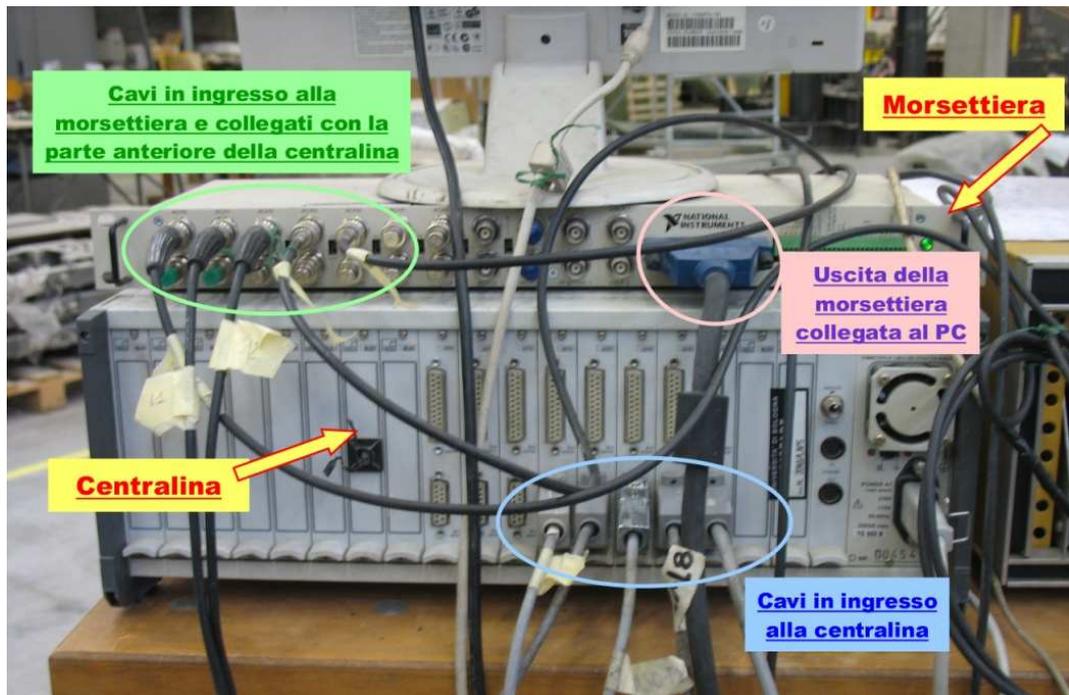


Figura 4.20 Vista posteriore della centralina e della morsettiera.

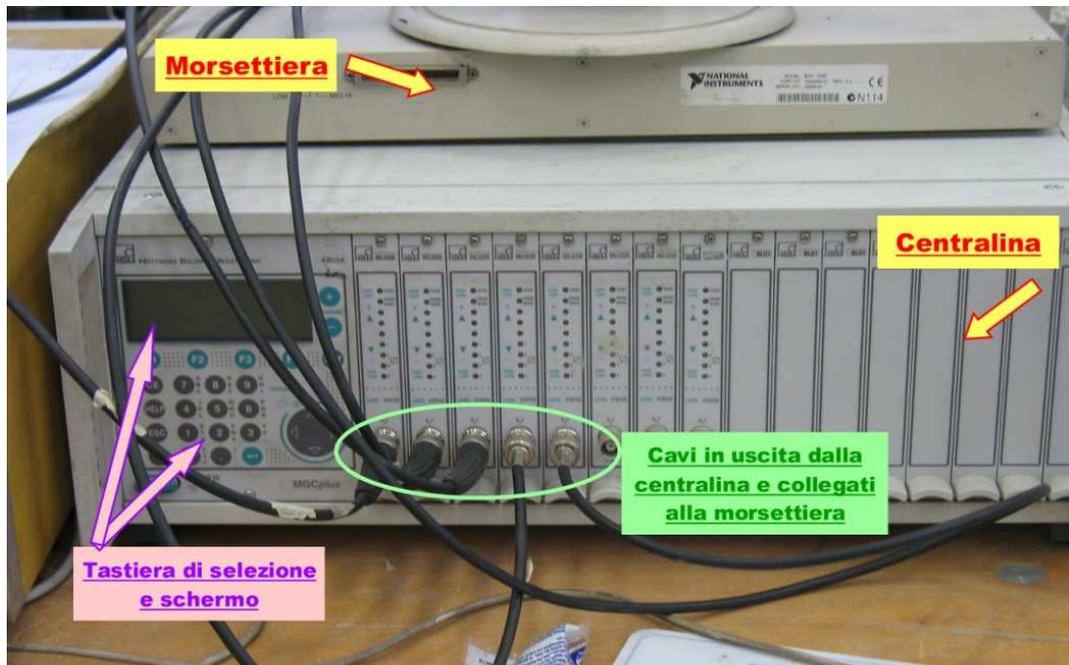


Figura 4.21 Vista anteriore della centralina e della morsettiera.

L'ingresso del segnale avviene nella parte posteriore della centralina dove i cavi di collegamento dei vari strumenti vengono connessi ai corrispondenti moduli di acquisizione mentre nella parte anteriore si ha la connessione dei cavi che trasferiscono il segnale alla morsettiera. Questa viene impiegata per trasmettere i dati al PC. Tutti i segnali infatti, rilevati dagli strumenti e in uscita dalla centralina di condizionamento, devono giungere alla scheda di acquisizione del PC sulla quale è installato il software di acquisizione e gestione dei dati. La morsettiera ha la funzione di ricevere in input tutti i cablaggi provenienti dalla centralina e di convogliarne i dati in un'unica uscita collegata a sua volta al PC. La morsettiera utilizzata nella prova di estrazione delle barre è una morsettiera modello BNC-2090 prodotta dalla National Instruments. Essa è dotata nella parte anteriore di 16 canali in ingresso e 6 in uscita per l'eventuale deviazione del segnale e nella parte posteriore da una connessione in uscita di sintesi dei dati acquisiti. Il cavo che convoglia le letture sintetizzate al PC è di tipo NI SHC68 mentre i connettori frontali sono di tipo BNC. In tabella 4.6 è stato riportato lo schema degli strumenti collegati alla centralina e dei corrispondenti canali.

Canale	0	1	2	3	4
Strumento collegato	Trasduttore di pressione	LVDT	LVDT	LVDT	LVDT
Sigla	/	L1	L2	L3	L4
Tipo strumento	1000 bar (500 bar)	20 mm (50 mm)	20 mm (50 mm)	20 mm (50 mm)	10 mm (20 mm)
Nome	PWH-1000 (PWH-500)	WA 20_L8 (WA 50_L1)	WA 20_L3 (WA 50_L2)	WA 20_L6 (WA 50_L3)	WA 10_L4 (WA 20_L8)
Costante	81.64 (41.62)	1.99 (4.99689)	1.99 (5.019458)	1.98498 (5.013023)	0.9949 (1.99)

Tabella 4.6 Strumenti collegati alla centralina e corrispondenti canali.

Le letture strumentali giunte alla scheda di acquisizione del calcolatore vengono convertite in dati e registrate su un apposito file di output mediante un software sviluppato in ambiente di programmazione LabVIEW 8.2.

4.3 Strumenti utilizzati per l'applicazione e la misura della forza orizzontale

4.3.1 Vite senza fine

Per l'applicazione dei cicli di forza orizzontale è stata utilizzata una vite senza fine da 5 t prodotta dalla Pfaff. Il martinetto a vite senza fine in questione è formato da una vite trapezoidale autobloccante con una velocità di input fino a 1500 giri al minuto. La vite senza fine, riportata in figura 4.22, è stata installata su un'apposita traversa in acciaio che le consente di essere montata sul telaio di contrasto già ampiamente descritto al capitolo 3.



Figura 4.22 Vite senza fine.

4.3.2 Cella di carico

Per valutare l'entità della forza orizzontale che viene applicata alle barre, tra la vite senza fine e il dispositivo in acciaio che accoglie la barra ampiamente descritto nel capitolo precedente, è stata interposta una cella di carico prodotta dalla Tokyo Sokki Kenkyuio Co. Essa è riportata in figura 4.23. La caratteristiche principali della cella in questione sono riportate in tabella 4.7.



Figura 4.23 Cella di carico utilizzata per la misura della forza orizzontale.

Modello	Portata massima	Lunghezza	Diametro esterno	Peso	Costante
TCLP-50kN	5 t	125 cm	60 mm	2 kg	496.2335

Tabella 4.7 Caratteristiche della cella di carico.

4.3.3 Sistema di acquisizione dati

Per l'applicazione dei cicli di forza orizzontale il sistema di acquisizione dei dati è analogo a quello descritto al paragrafo 4.2.2 e utilizzato per l'applicazione della forza verticale. L'unica differenza sta nel fatto che sono stati coinvolti solo due canali della centralina in quanto nel complesso gli strumenti utilizzati sono due: un LVDT per la misura dello spostamento orizzontale subito dalla barra ed una cella di carico utilizzata per rilevare la forza orizzontale applicata dalla vite senza fine. In tabella 4.8 è stato riportato una schema degli strumenti collegati alla centralina e dei corrispondenti canali.

Canale	0	1
Strumento collegato	Cella di carico	LVDT
Sigla	/	L5
Tipo strumento	5000 kg	20 mm
Nome	TCLP 5B	WA 20_L8
Costante	-496.2335	1.99

Tabella 4.8 Strumenti collegati alla centralina e corrispondenti canali.

Capitolo 5

Prove di pull-out: elaborazione dei risultati

In questo capitolo sono stati riportati i risultati di tutte le prove di estrazione effettuate. In particolare per ogni campione testato, ne sono state riassunte le caratteristiche, sono state descritte le modalità di prova seguite e sono stati riportati i vari grafici forza-spostamento ottenuti.

5.1 Campione 1A1

Il campione 1A1 è stato sottoposto ad una prova di estrazione monotona semplice. Le principali informazioni relative al campione in questione sono riportate in tabella 5.1 (le grandezze d , h ed i sono riportate al capitolo 4 nelle figure 4.8 e 4.9). In figura 5.1 è invece riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere testato.

1A1	
Lunghezza dello scatolare [mm]	410
d [mm]	310
h [mm]	25
i [mm]	45
Data di getto del cls	9/12/10
Data di inghisaggio della barra	11/1/11
Data di esecuzione della prova	19/1/11
Giorni di invecchiamento dell'EMACO	8
Giorni di invecchiamento del cls	41

Tabella 5.1 Informazioni relative al campione 1A1.



Figura 5.1 Campione 1A1 pronto per la prova.

La prova di estrazione monotona in questione è stata condotta secondo le seguenti fasi:

1. ciclo di carico di assestamento fino al raggiungimento di una forza di trazione sulla barra pari a 50 kN;
2. scarico;
3. ricarico fino a rottura.

Nelle figura 5.2, 5.3 e 5.4 sono riportati, rispettivamente, i grafici forza-spostamento superiore, forza-spostamento superiore medio e forza-spostamento inferiore. Per spostamenti superiori si intendono quelli rilevati dai tre LVDT a contatto con la superficie superiore del plinto (L1, L2, L3), per spostamento medio si intende la media di questi ultimi mentre per spostamento inferiore si intende quello rilevato dall'LVDT a contatto con l'estremità inferiore della barra (L4).

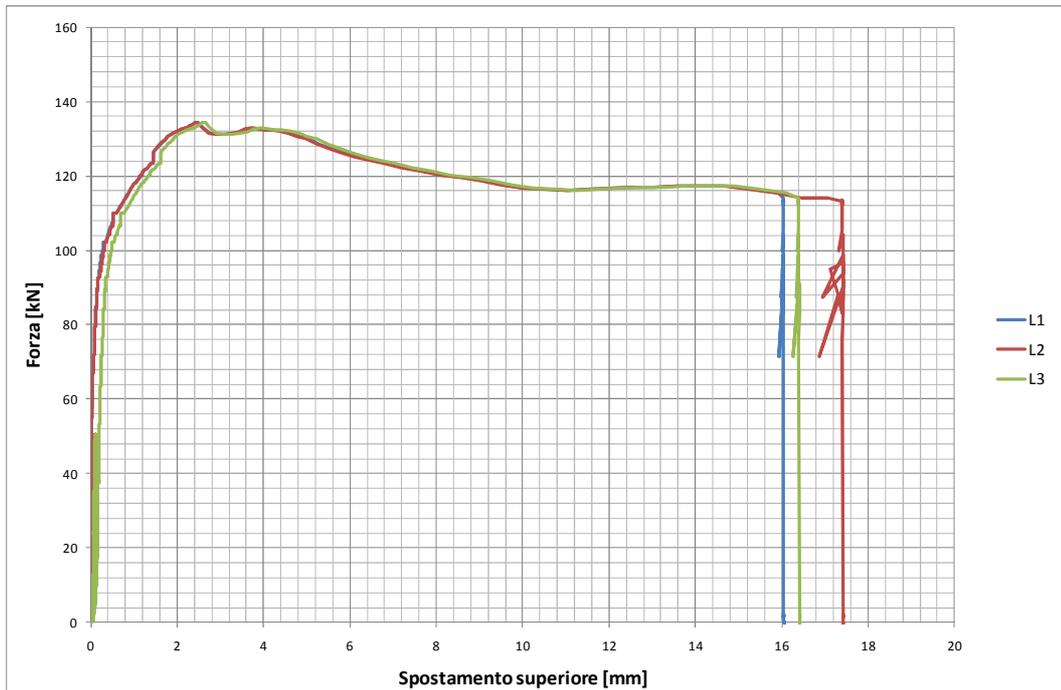


Figura 5.2 Grafico forza-spostamento superiore.

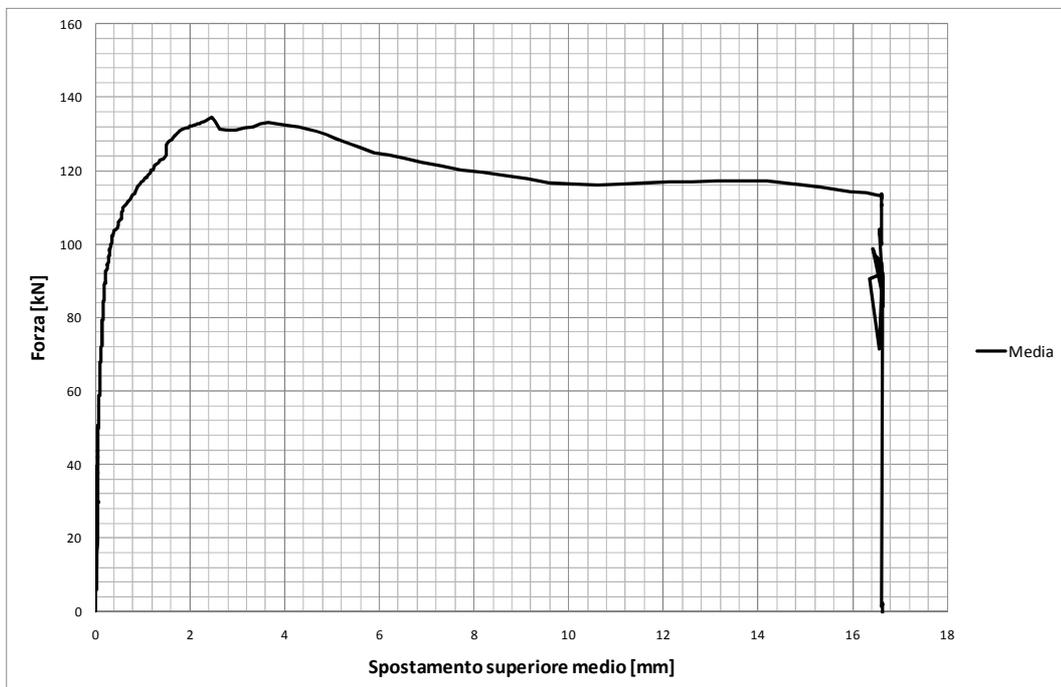


Figura 5.3 Grafico forza-spostamento superiore medio.

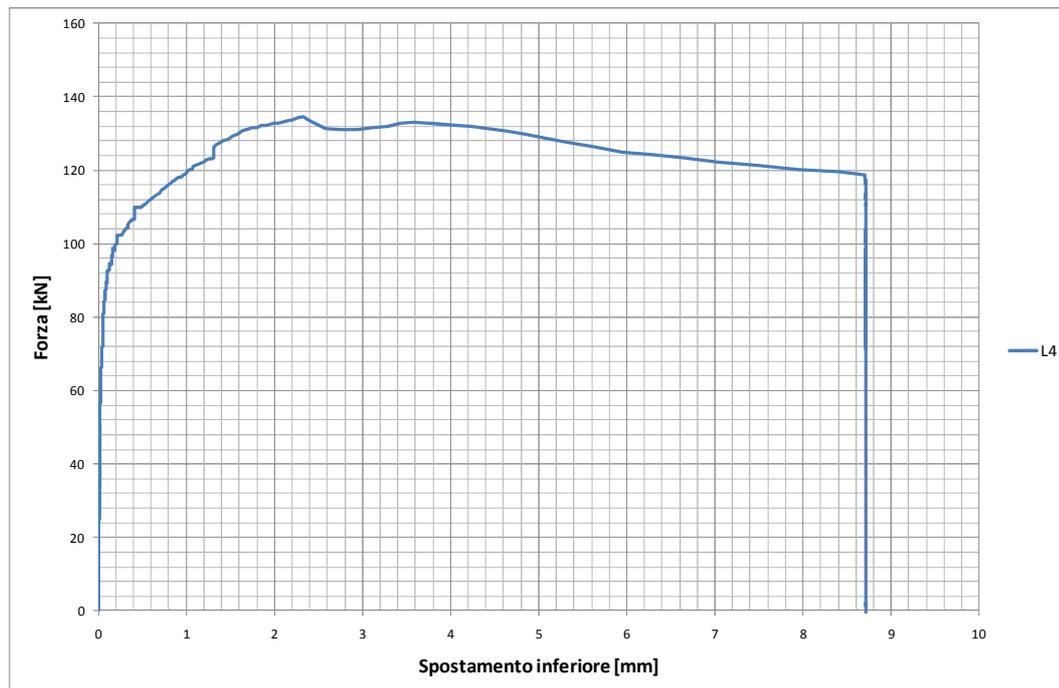


Figura 5.4 Grafico forza-spostamento inferiore.

La prova è stata arrestata a causa dello sfilamento del getto di EMACO dallo scatolare in acciaio (figura 5.5) mentre questo era ancora perfettamente inserito all'interno del plinto in calcestruzzo. La barra di armatura ad aderenza migliorata è rimasta solidale alla malta di inghisaggio. L'aderenza tra il getto di EMACO e la superficie interna dello scatolare è venuta meno in corrispondenza di una forza di trazione esercitata dal martinetto cavo pari a 134.5 kN a cui corrisponde una tensione tangenziale media lungo lo scatolare $\tau_m = 1.17 \text{ MPa}$. Essendo la forza residua pari a 117.2 kN, tra la forza di picco e quella residua si è verificato un abbattimento circa pari al 12.9 %.

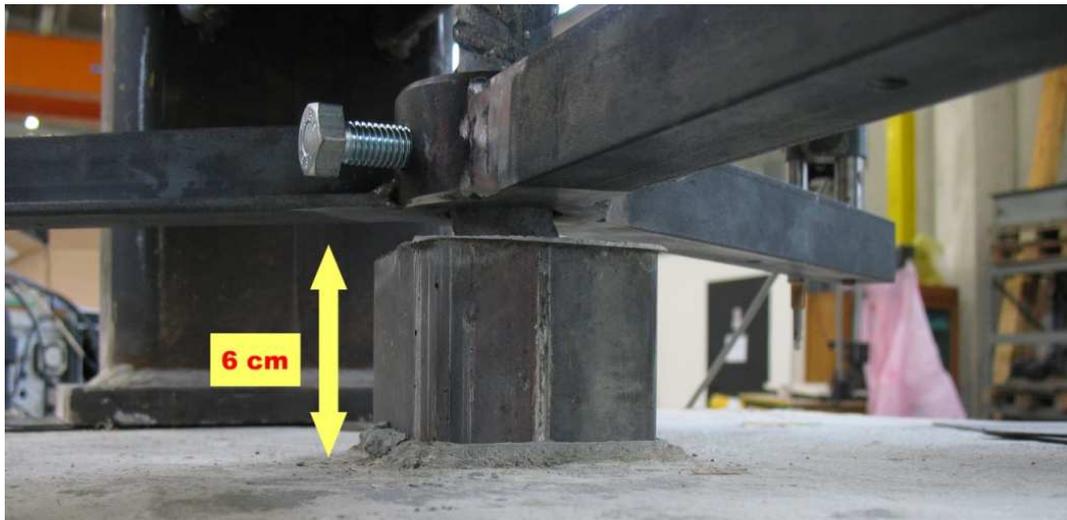


Figura 5.5 Particolare dello sfilamento del getto di EMACO dal plinto in calcestruzzo.

La prova ha mostrato un risultato del tutto imprevisto. Ci si aspettava infatti che la prova di estrazione monotona in questione confermasse i risultati ottenuti dalla campagna sperimentale effettuata nel 2006 e sintetizzata nel paragrafo 3.2. In quel caso, la rottura avveniva per sfilamento dello scatolare in acciaio dal plinto in calcestruzzo e non per sfilamento dell'EMACO dallo scatolare. Il valore di forza di trazione in corrispondenza della quale si manifesta la rottura (134.4 kN) è invece simile alla forza media di estrazione dello scatolare ottenuta nel 2006 (140.5 kN). Per analizzare a cosa fosse dovuto il cambiamento del meccanismo di rottura, prima di passare ad una prova di estrazione con carico verticale ciclico, si è preferito ripetere un'ulteriore prova di estrazione monotona.

5.2 Campione 1A2

Il campione 1A2 è stato sottoposto ad una prova di estrazione monotona semplice. Le principali informazioni relative al campione in questione sono riportate in tabella 5.2 (le grandezze d , h ed i sono riportate al capitolo 4 nelle figure 4.8 e 4.9). In figura 5.6 è invece riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere testato.

1A2	
Lunghezza dello scatolare [mm]	410
d [mm]	310
h [mm]	25
i [mm]	45
Data di getto del cls	7/12/10
Data di inghisaggio della barra	11/1/11
Data di esecuzione della prova	21/1/11
Giorni di invecchiamento dell'EMACO	10
Giorni di invecchiamento del cls	45

Tabella 5.2 Informazioni relative al campione 1A2.



Figura 5.6 Campione 1A2 pronto per la prova.

La prova di estrazione monotona in questione è stata condotta, analogamente alla precedente, secondo le seguenti fasi:

1. ciclo di carico di assestamento fino al raggiungimento di una forza di trazione sulla barra pari a 50 kN;
2. scarico;
3. ricarico fino a rottura.

Prima di iniziare la prova si è andati a misurare la distanza tra l'intradosso del plinto e la superficie inferiore del getto di EMACO al fine di verificare che la sua lunghezza fosse effettivamente di 40 cm.

In figura 5.7, 5.8 e 5.9 sono riportati rispettivamente i grafici forza-spostamento superiore, forza-spostamento superiore medio e forza-spostamento inferiore.

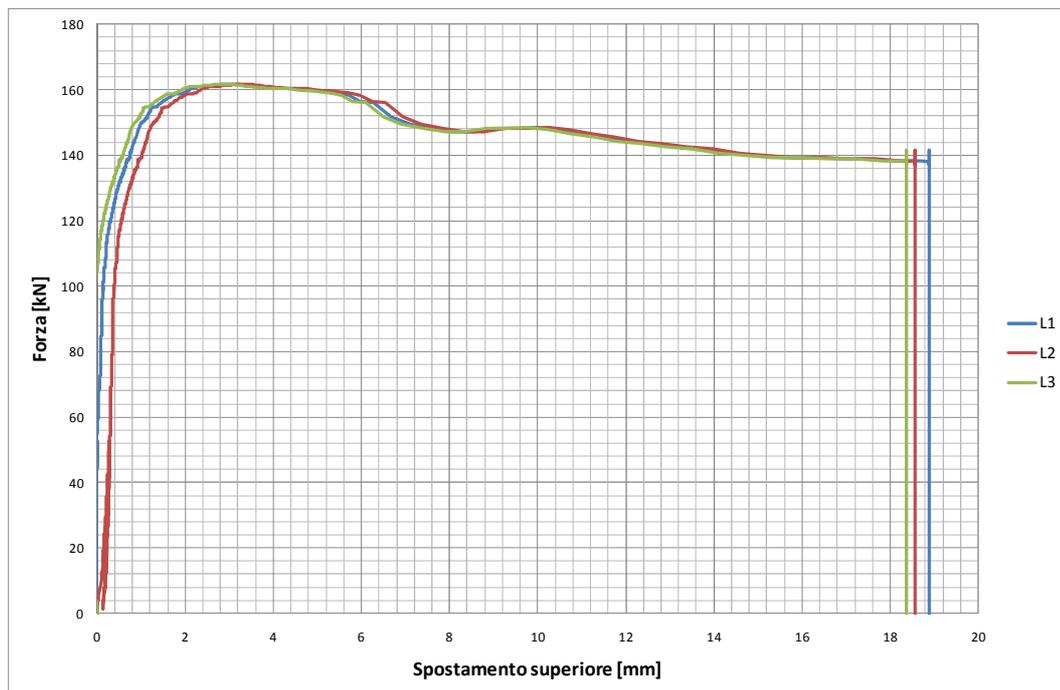


Figura 5.7 Grafico forza-spostamento superiore.

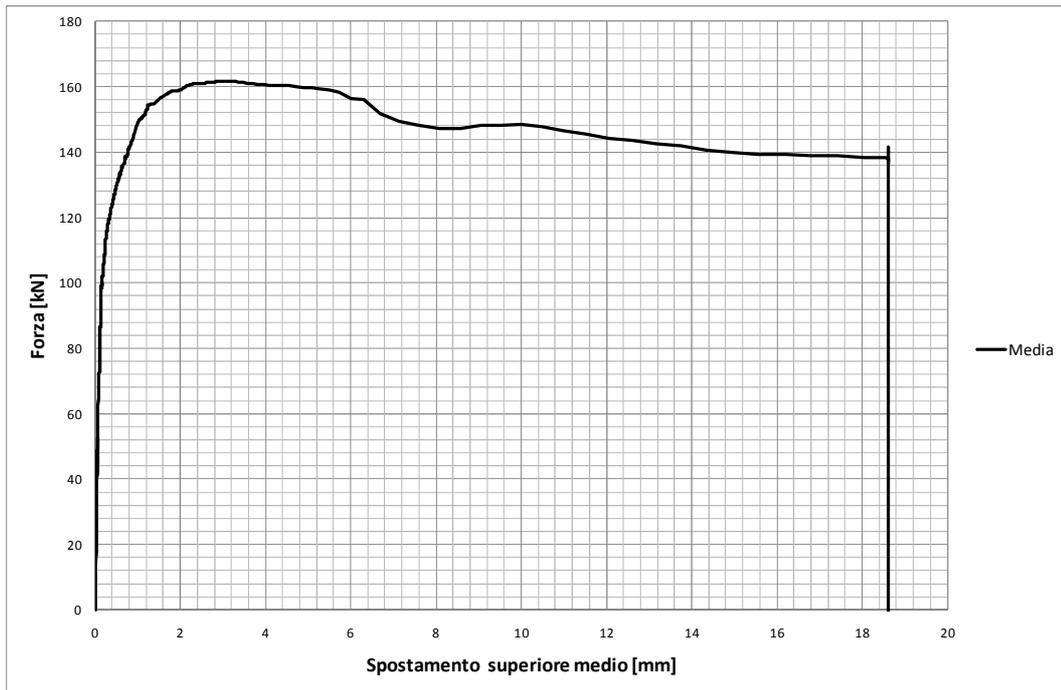


Figura 5.8 Grafico forza-spostamento superiore medio.

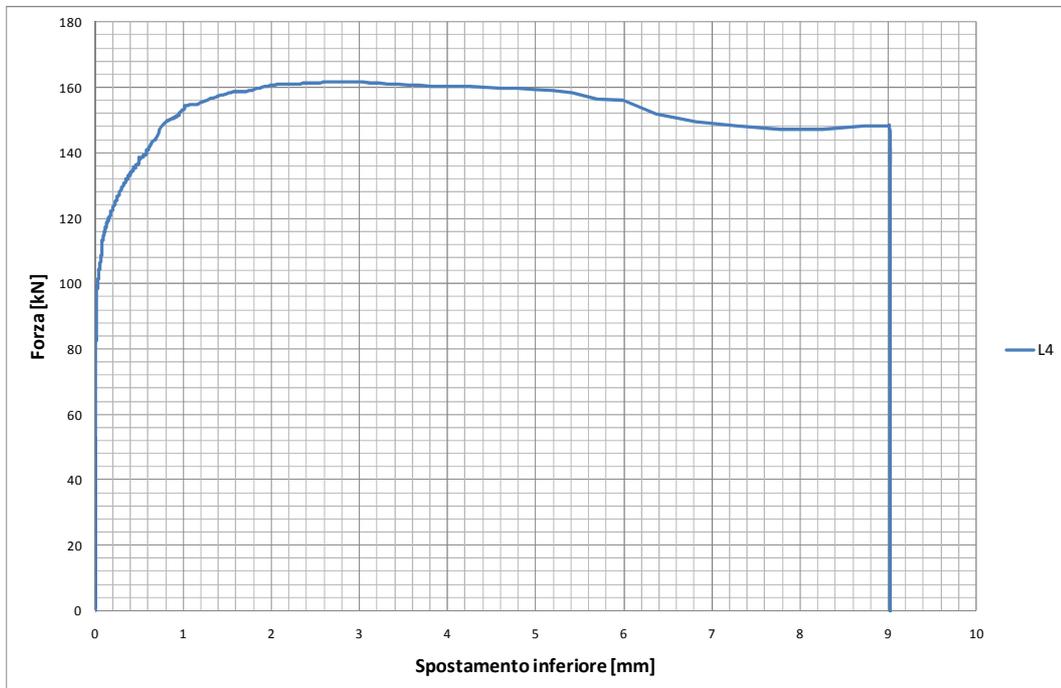


Figura 5.9 Grafico forza-spostamento inferiore.

Analogamente a quanto accaduto per il campione 1A1, la prova è stata arrestata a causa dello sfilamento del getto di EMACO dallo scatolare in acciaio (figura 5.10) mentre questo era ancora perfettamente inserito all'interno del plinto in calcestruzzo. La barra è rimasta solidale alla malta di inghisaggio. L'aderenza tra il getto di EMACO e la superficie interna dello scatolare è venuta meno in corrispondenza di una forza di trazione esercitata dal martinetto cavo pari a 161.7 kN a cui corrisponde una tensione tangenziale media $\tau_m = 1.4 \text{ MPa}$. Essendo la forza residua pari a 138.3 kN, tra la forza di picco e quella residua si è verificato un abbattimento circa pari al 14.5 %.

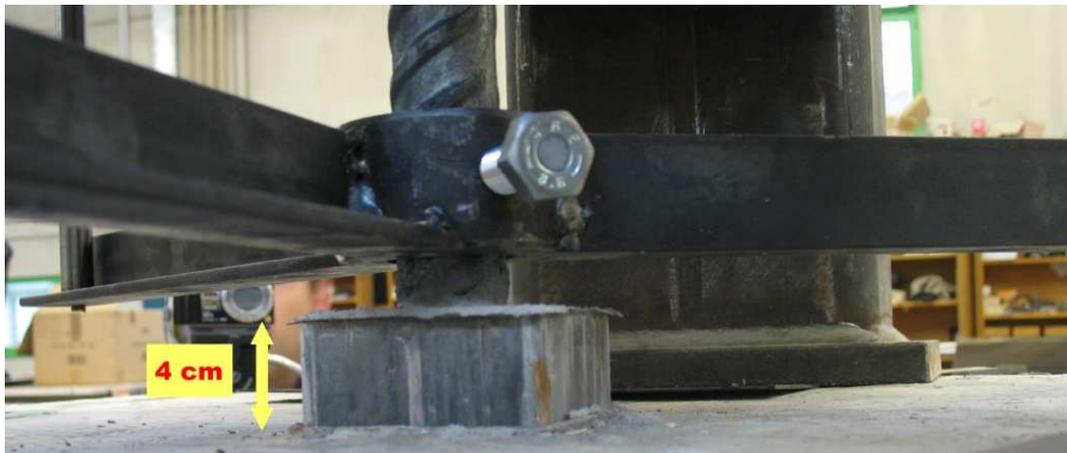


Figura 5.10 Particolare dello sfilamento del getto di EMACO dal plinto in calcestruzzo.

La prova in esame ha confermato il meccanismo di rottura manifestatosi anche per il campione precedente (1A1). Successivamente alla prova si è ritenuto opportuno andare a controllare come si presentava la situazione all'intradosso del plinto. Si è quindi andati a misurare la distanza tra l'estremità inferiore della barra e l'intradosso del plinto e quella tra quest'ultimo e l'estremità inferiore del getto di Emaco. La prima distanza è risultata essere pari a 4 cm mentre la seconda 10 cm. In figura 5.11 è stata riportata un'immagine di come si presentava l'intradosso del plinto prima e dopo la prova.



Figura 5.11 Intradosso del plinto prima e dopo la prova.

Il fatto che la distanza tra l'estremità inferiore della barra e l'intradosso del plinto sia pari a 4 cm, ossia la stessa lunghezza per cui si è fatto uscire il getto di EMACO dal plinto in calcestruzzo durante la prova (figura 5.10), conferma che la barra è rimasta aderente al getto di malta in quanto ha subito lo stesso spostamento di quest'ultima. Questo in realtà è vero solo in parte. Infatti se la barra fosse rimasta perfettamente aderente al getto di EMACO per tutta la sua lunghezza, allora anche la superficie inferiore del getto di malta avrebbe dovuto subire uno spostamento verso l'alto pari a 4 cm e di conseguenza la distanza tra di essa e l'intradosso del plinto sarebbe dovuta essere 14 cm e non 10 cm. Questa osservazione ha permesso di concludere che probabilmente si era verificata una rottura anomala all'interno del getto di malta ad una profondità incognita. Per capire meglio cosa fosse accaduto si è deciso di estrarre completamente la barra e il getto di EMACO dal plinto. In figura 5.12 è riportata un'immagine raffigurante la sequenza di operazioni effettuate per l'estrazione dell'EMACO. Questa è avvenuta infatti in tre fasi poiché essendo l'altezza complessiva del getto di malta maggiore dell'altezza del treppiede, è stato necessario spessorare quest'ultimo prima con uno e poi con due cubetti di calcestruzzo di lato 15 cm.



Figura 5.12 Fasi dell'estrazione del getto di EMACO.

Al termine di ognuna delle varie fasi dell'estrazione si è andati a misurare la distanza tra l'intradosso del plinto e la parte inferiore del getto di malta che continuava ad mantenersi pari a 10 cm. In figura 5.13 è riportata un'immagine di come si presentava l'intradosso del plinto al termine della prima fase di estrazione: la barra è rientrata in quanto è rimasta solidale alla parte superiore di EMACO mentre la parte inferiore di quest'ultimo è rimasta ferma. Nelle figure 5.14, 5.15 e 5.16 sono riportate rispettivamente due immagini della barra e del getto di EMACO estratti dal plinto ed un particolare della superficie di rottura dell'EMACO.

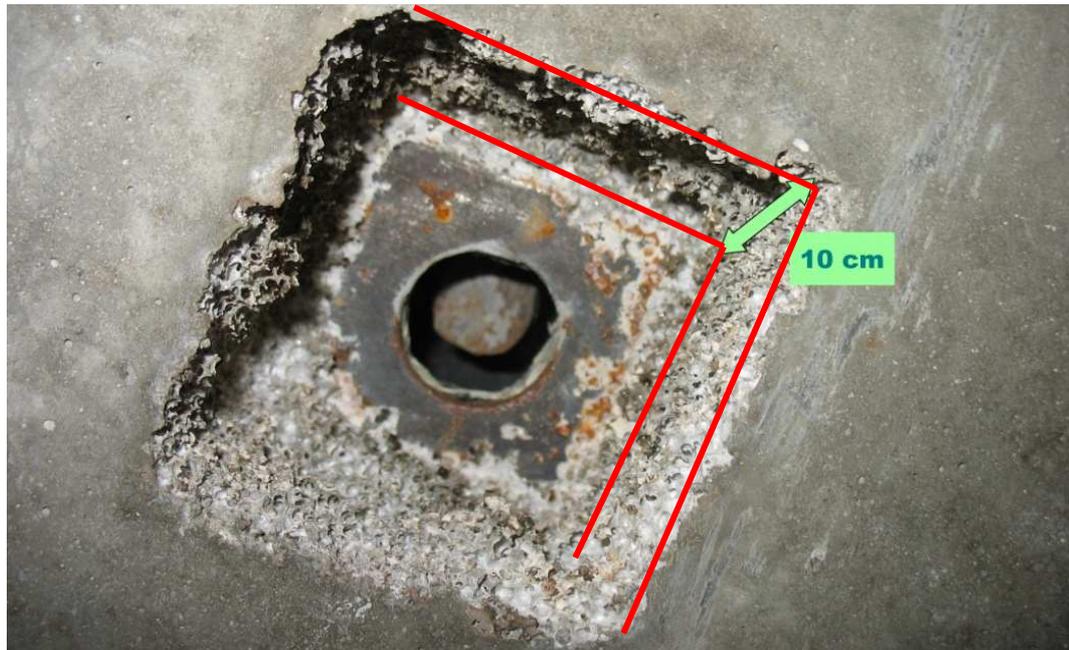


Figura 5.13 Intradosso del plinto al termine della prima fase di estrazione della barra.



Figura 5.14 Barra e getto di EMACO estratti dal campione 1A2.



Figura 5.15 Particolare gel getto di EMACO estratto dal campione 1A2.



Figura 5.16 Particolare della superficie di rottura del getto di Emaco.

Come è possibile osservare dalle figure sopra riportate, il getto di EMACO si è spezzato ad una profondità di circa 34 cm dalla superficie superiore del plinto.

Prima di passare al terzo campione si è poi deciso di estrarre completamente la barra ed il getto di EMACO anche dal primo campione (1A1) al fine di verificare se anche in quel caso il getto di malta si fosse rotto. Si è osservato esattamente lo stesso fenomeno. Il getto di EMACO si è spezzato ad una profondità di circa 36 cm dalla superficie superiore del plinto. Nelle figure 5.17 e 5.18 sono riportate due immagini della barra e del getto di EMACO estratti dal campione 1A1.



Figura 5.17 Barra e getto di EMACO estratti dal campione 1A1.



Figura 5.18 particolare della barra e del getto di EMACO estratti dal campione 1A1.

5.3 Campione 1A3

Il campione 1A3 è stato sottoposto ad una prova di estrazione monotona semplice. Le principali informazioni relative al campione in questione sono riportate in tabella 5.3 (le grandezze d , h ed i sono riportate al capitolo 4 nelle figure 4.8 e 4.9). In figura 5.19 è invece riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere testato.

1A3	
Lunghezza dello scatolare [mm]	410
d [mm]	310
h [mm]	25
i [mm]	45
Data di getto del cls	??
Data di inghisaggio della barra	11/1/11
Data di esecuzione della prova	10/2/11
Giorni di invecchiamento dell'EMACO	30
Giorni di invecchiamento del cls	??

Tabella 5.3 Informazioni relative al campione 1A3.



Figura 5.19 Campione 1A3 pronto per la prova.

La prova di estrazione monotona in questione è stata condotta secondo le seguenti fasi:

1. ciclo di carico di assestamento fino al raggiungimento di una forza di trazione sulla barra pari a 30 kN;
2. scarico;
3. ricarico fino a rottura.

Anche in questo caso prima di iniziare la prova si è andati a misurare la distanza tra l'intradosso del plinto e la superficie inferiore del getto di EMACO al fine di verificare che la sua lunghezza fosse effettivamente di 40 cm.

In figura 5.20, 5.21 e 5.22 sono riportati rispettivamente i grafici forza-spostamento superiore, forza-spostamento superiore medio e forza-spostamento inferiore.

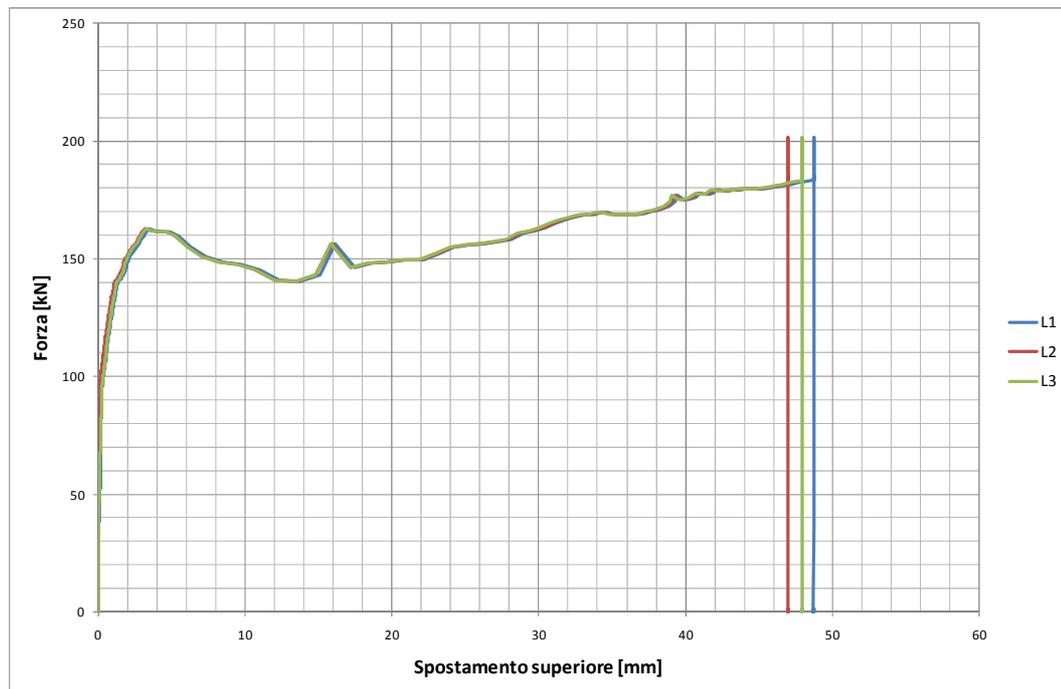


Figura 5.20 Grafico forza-spostamento superiore.

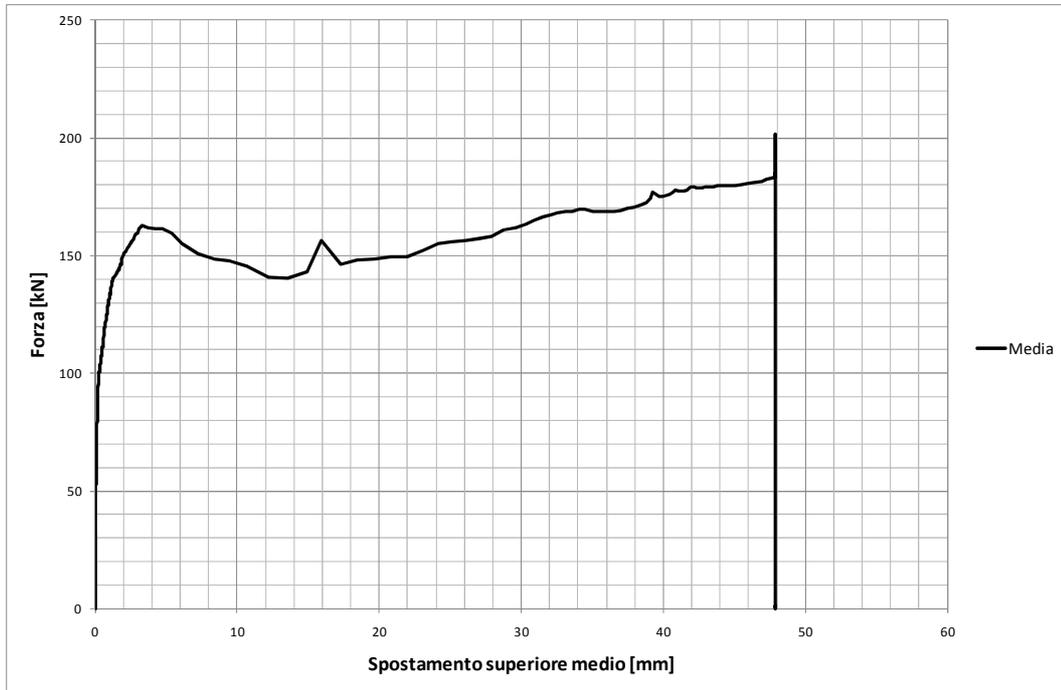


Figura 5.21 Grafico forza-spostamento superiore medio.

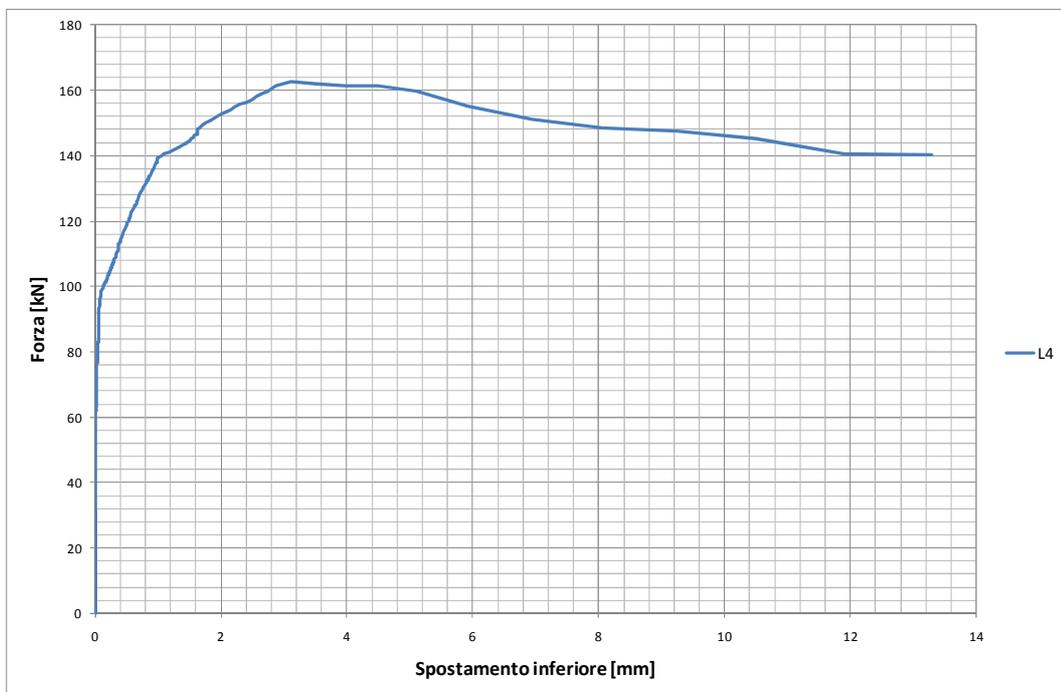


Figura 5.22 Grafico forza-spostamento inferiore.

Analogamente a quanto accaduto i campione 1A1 e 1A2, la prova è stata arrestata a causa dello sfilamento del getto di EMACO dallo scatolare in acciaio mentre questo era ancora perfettamente inserito all'interno del plinto in calcestruzzo. La barra è rimasta solidale alla malta di inghisaggio. L'aderenza tra il getto di EMACO e la superficie interna dello scatolare è venuta meno in corrispondenza di una forza di trazione esercitata dal martinetto cavo pari a 162.8 kN a cui corrisponde una tensione tangenziale media $\tau_m = 1.41 MPa$. Essendo la forza residua pari a 140 kN, tra la forza di picco e quella residua si è verificato un abbattimento circa pari al 14 %.

In figura 5.23 è riportata una sequenza di immagini scattate durante la prova di estrazione monotona. Nelle immagini iniziali è possibile osservare le crepe che si sono create inizialmente tra l'EMACO e lo scatolare mentre in quelle finali sono raffigurate le fasi finali della prova in cui il getto di malta è ormai uscito dallo scatolare in acciaio.

In questo caso non si è proceduto all'estrazione completa della barra e del getto di EMACO in quanto ci si aspetta che quest'ultimo abbia subito come i campioni precedenti una frattura ad una profondità dall'estradosso del plinto di circa 35 cm. A differenza dei due campioni precedenti in questo caso, una volta raggiunto il picco di forza, quest'ultima è calata leggermente e poi ha ripreso a crescere. Questo fenomeno si pensa sia dovuto al fatto che essendo la barre non perfettamente perpendicolare rispetto al plinto, l'estrazione è avvenuta con un certo angolo di inclinazione che ha prodotto un incremento di forza. Questo fenomeno è stato osservato anche in altri campioni successivamente riportati.



Figura 5.23 Sequenza di immagini scattate durante la prova di estrazione ciclica.

5.4 Campione 1B1

Il campione 1B1 è stato sottoposto ad una prova di estrazione ciclica. Le principali informazioni relative al campione in questione sono riportate in tabella 5.4 (le grandezze d , h ed i sono riportate al capitolo 4 nelle figure 4.8 e 4.9). In figura 5.24 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere testato.

1B1	
Lunghezza dello scatolare [mm]	410
d [mm]	310
h [mm]	25
i [mm]	45
Data di getto del cls	10/12/10
Data di inghisaggio della barra	11/1/11
Data di esecuzione della prova	25/1/11
Giorni di invecchiamento dell'EMACO	14
Giorni di invecchiamento del cls	46

Tabella 5.4 Informazioni relative al campione 1B1.



Figura 5.24 Campione 1B1 pronto per la prova.

In figura 5.25 è riportata un'immagine dell'LVDT L4 applicato all'estremità inferiore della barra. Anche in questo caso prima di iniziare la prova si è andati a misurare la distanza tra l'intradosso del plinto e la superficie inferiore del getto di EMACO al fine di verificare che la sua lunghezza fosse effettivamente di 40 cm.



Figura 5.25 LVDT L4 applicato all'estremità inferiore della barra.

La prova di estrazione ciclica è avvenuta in controllo di spostamento. Si è cercato di mantenere una velocità di carico costante. Inizialmente era stata prevista una velocità di 0.01 mm/s poi successivamente si è cercato di mantenere una velocità pari a circa 1 min/ciclo (30 secondi per la fase di carico e 30 secondi per quella di scarico).

La prova è avvenuta secondo le seguenti fasi:

- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.1 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.4 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 1.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 2.4 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 4.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 9.6 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 16.4 mm;
- carico fino a rottura.

Nelle figure 5.26, 5.27 e 5.28 sono stati riportati rispettivamente i grafici forza-spostamento superiore, forza-spostamento superiore medio e forza-spostamento inferiore.

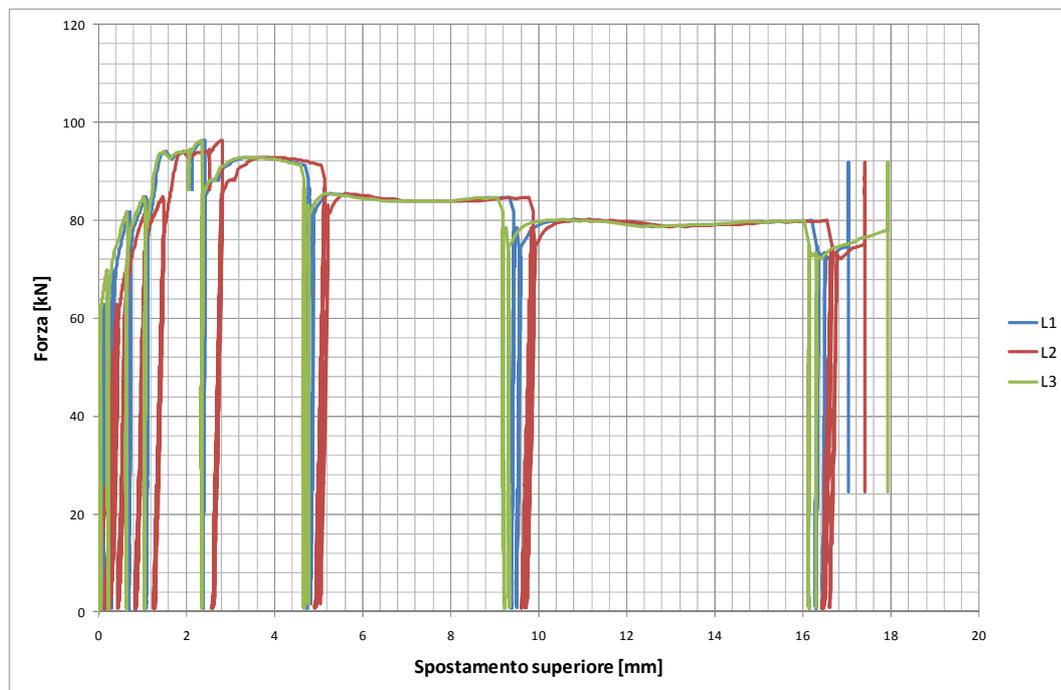


Figura 5.26 Grafico forza-spostamento superiore.

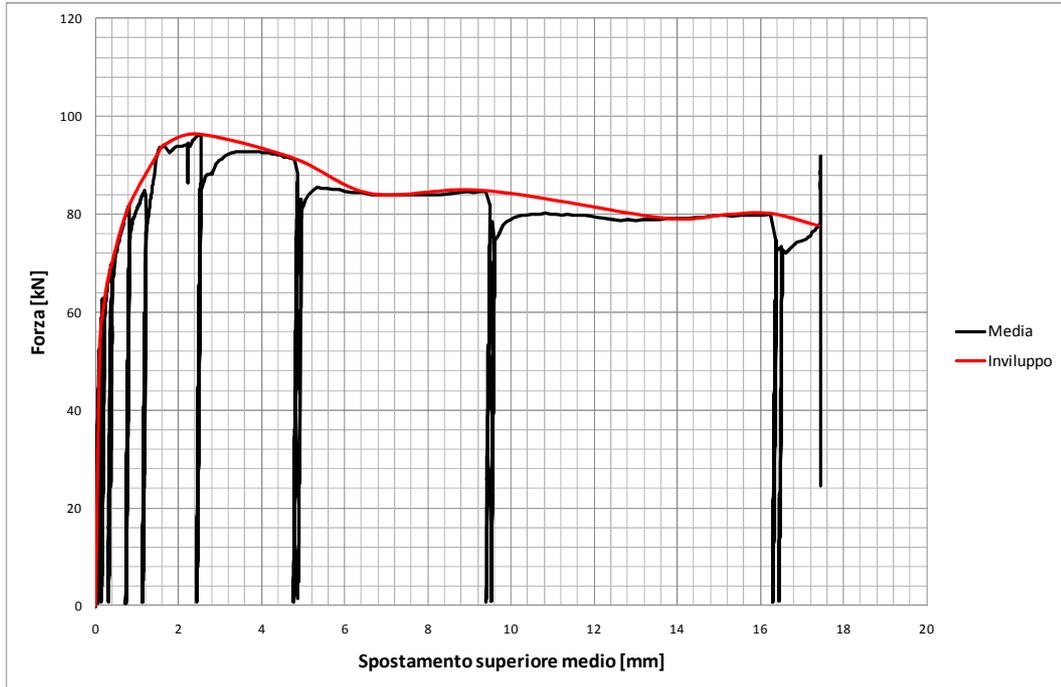


Figura 5.27 Grafico forza-spostamento superiore medio.

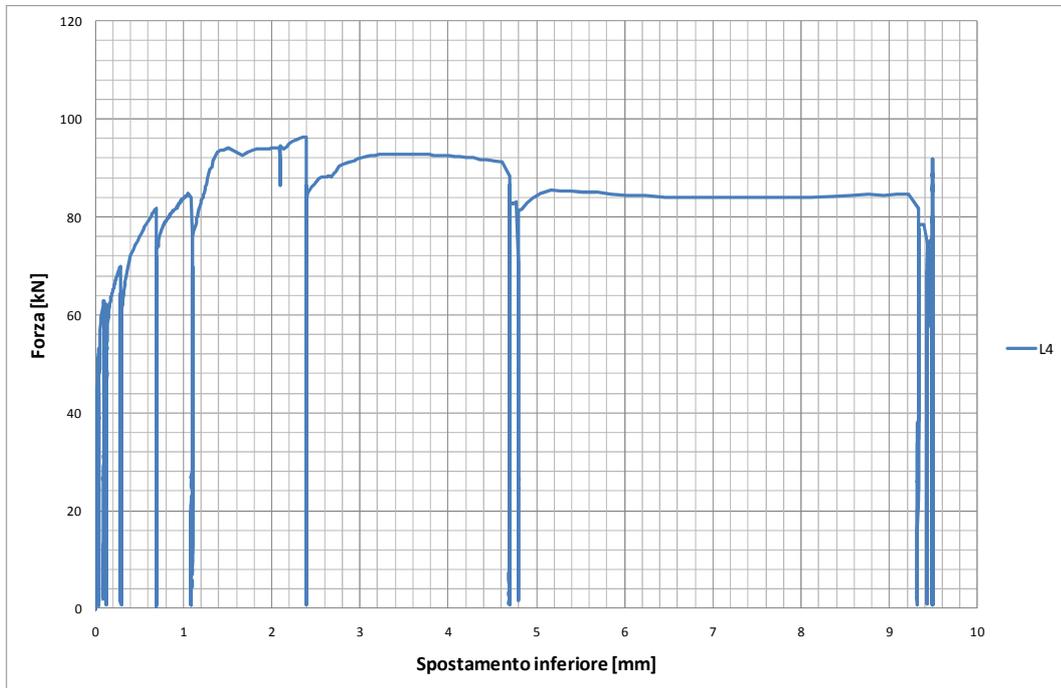


Figura 5.28 Grafico forza-spostamento inferiore.

Come è possibile notare dalla figura 5.27, per la curva forza-spostamento superiore medio è stato tracciato anche l'involuppo.

Analogamente a quanto accaduto per i campioni precedenti, la prova è stata arrestata a causa dello sfilamento del getto di EMACO dallo scatolare in acciaio mentre questo era ancora perfettamente inserito all'interno del plinto in calcestruzzo. La barra è rimasta solidale alla malta di inghisaggio. L'aderenza tra il getto di EMACO e la superficie interna dello scatolare è venuta meno in corrispondenza di una forza di trazione esercitata dal martinetto cavo pari a 96.2 kN a cui corrisponde una tensione tangenziale media $\tau_m = 0.83 \text{ MPa}$. Essendo la forza residua pari a 77.5 kN, tra la forza di picco e quella residua si è verificato un abbattimento circa pari al 19.4 %.

Nelle successive figure 5.29-5.37 sono stati riportati i grafici forza-spostamento superiore medio relativi ai singoli blocchi di cicli effettuati a differenti livelli di spostamento imposto. Analizzando i vari blocchi di cicli separatamente è possibile osservare se tra un ciclo e l'altro si siano presentate delle perdite di forza. Inoltre per ognuna delle serie di cicli è stata tracciata una linea di tendenza la cui equazione è stata evidenziata in giallo. Confrontando la pendenza delle varie linee di tendenza (rigidezza della curva) è possibile osservare se tra i vari blocchi di cicli si siano verificate o meno delle perdite di rigidezza.

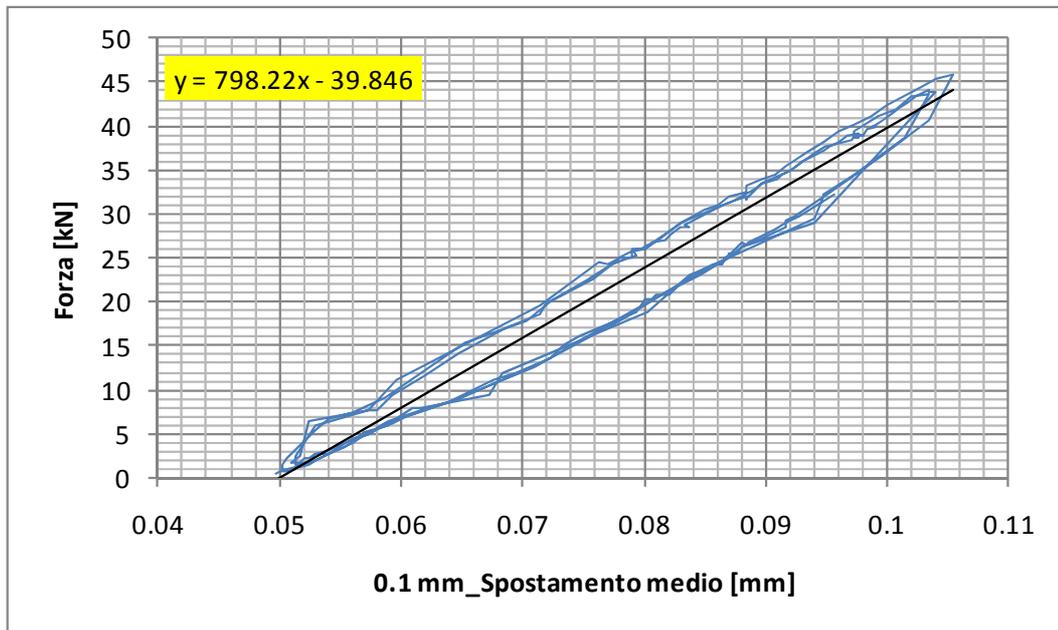


Figura 5.29 Grafico forza-spostamento medio per il primo blocco di cicli (0.1 mm).

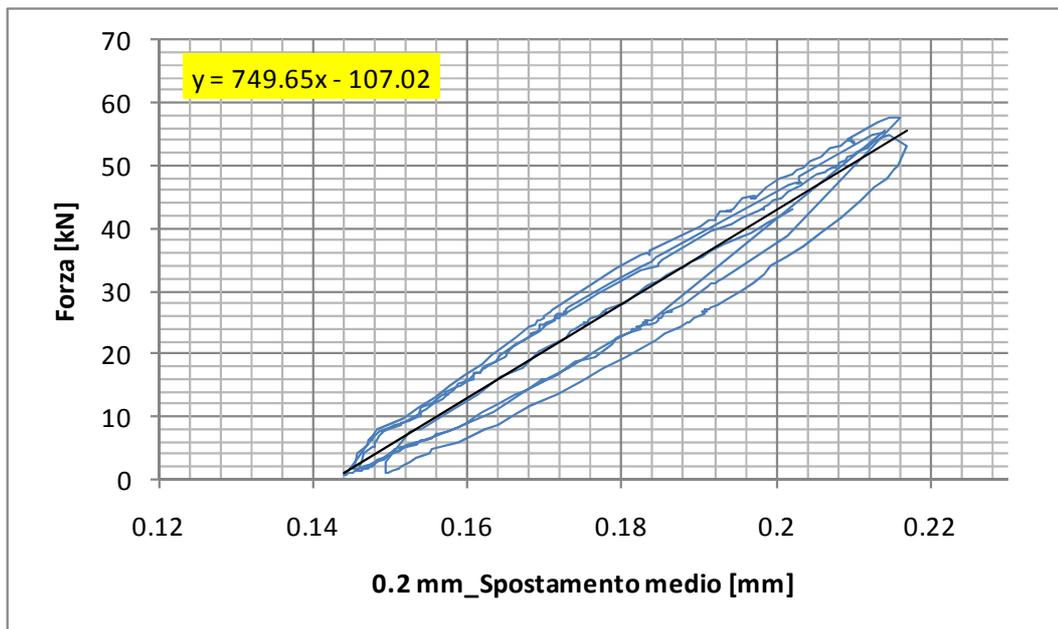


Figura 5.30 Grafico forza-spostamento medio per il secondo blocco di cicli (0.2 mm).

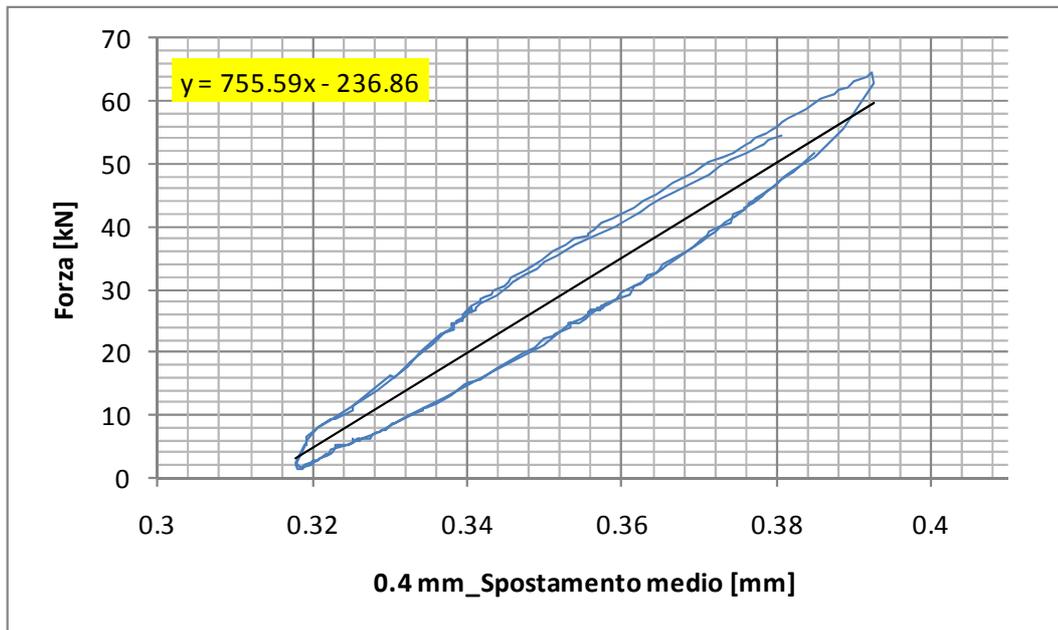


Figura 5.31 Grafico forza-spostamento medio per il terzo blocco di cicli (0.4 mm).

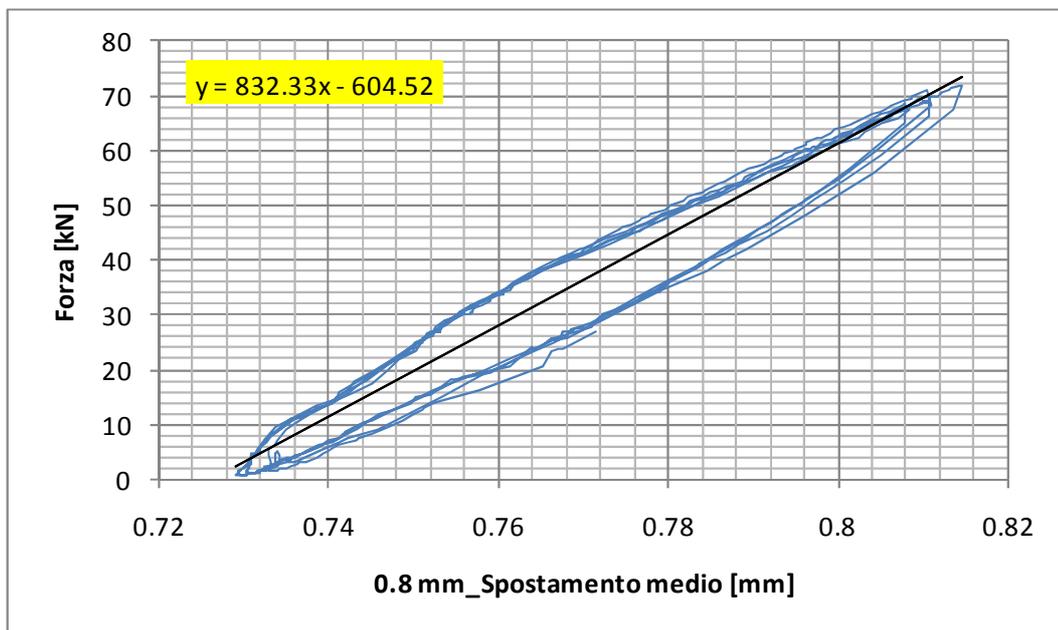


Figura 5.32 Grafico forza-spostamento medio per il quarto blocco di cicli (0.8 mm).

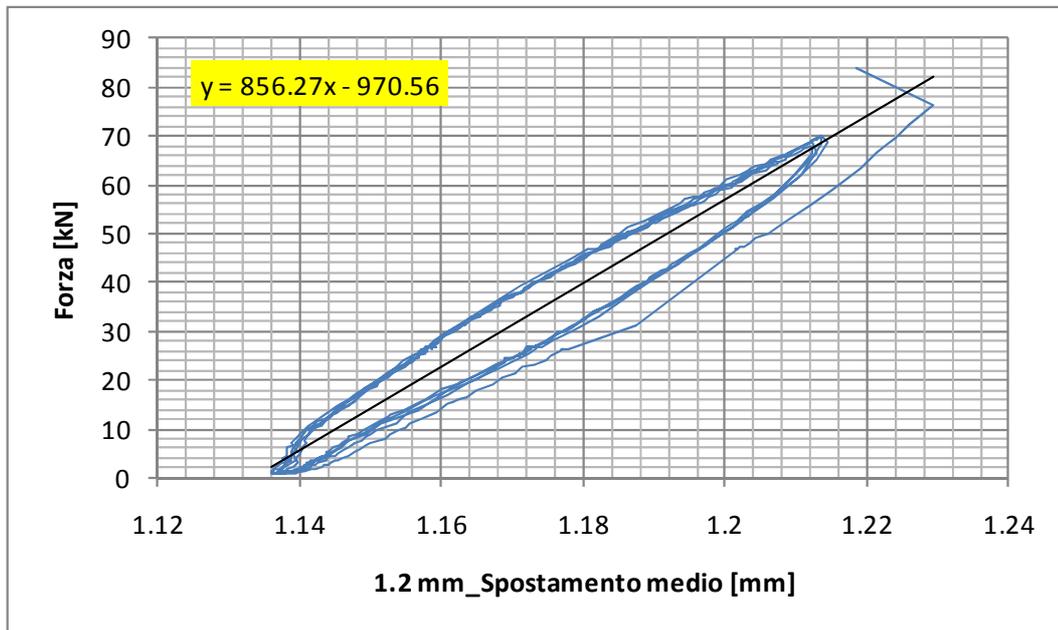


Figura 5.33 Grafico forza-spostamento medio per il quinto blocco di cicli (1.2 mm).

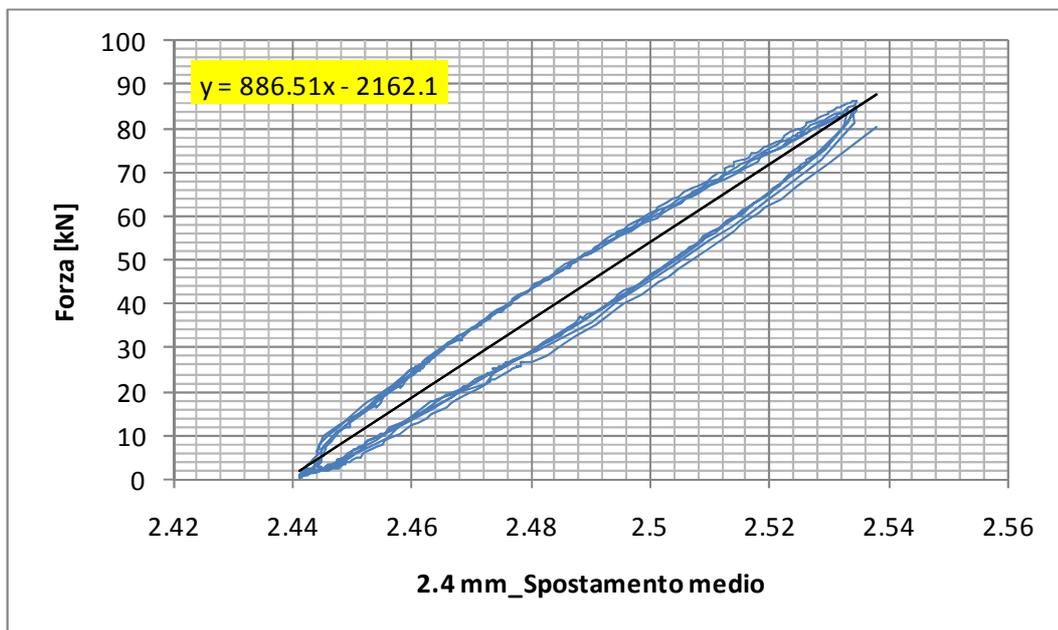


Figura 5.34 Grafico forza-spostamento medio per il sesto blocco di cicli (2.4 mm).

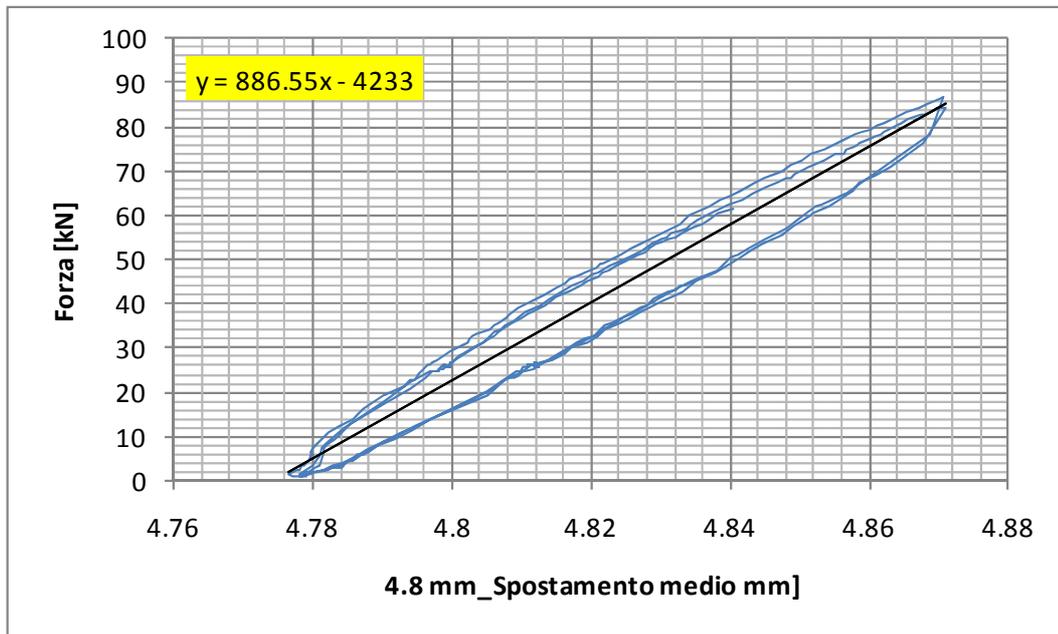


Figura 5.35 Grafico forza-spostamento medio per il settimo blocco di cicli (4.8 mm).

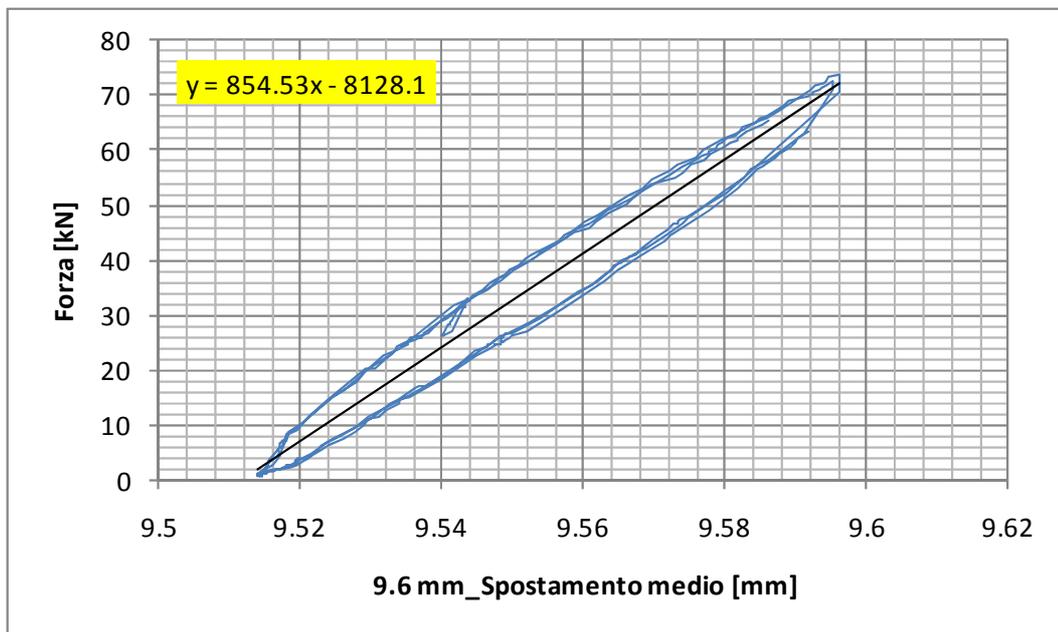


Figura 5.36 Grafico forza-spostamento medio per l'ottavo blocco di cicli (9.6 mm).

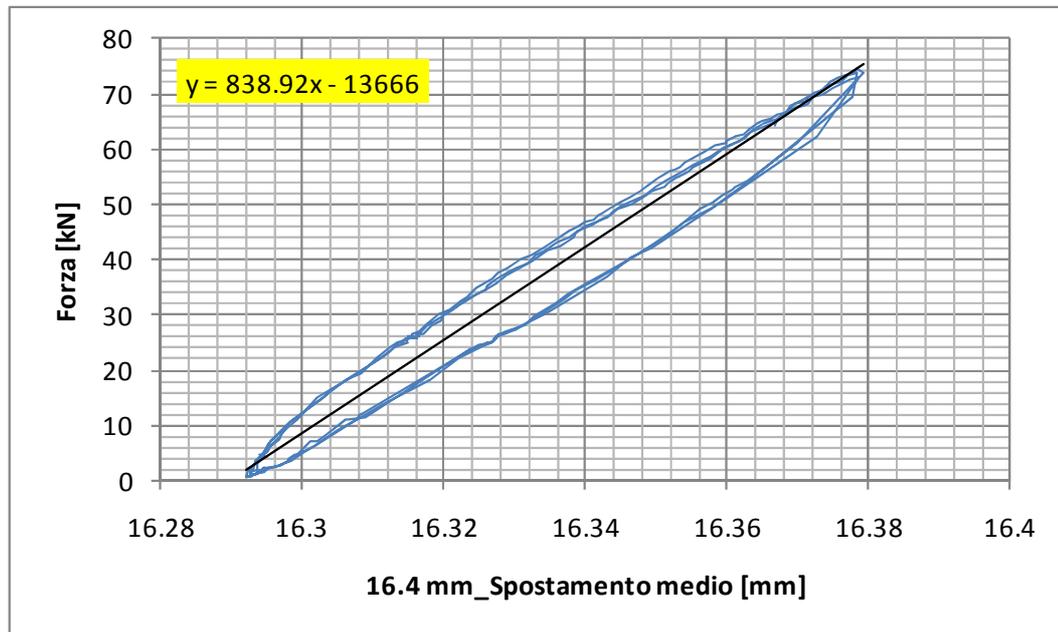


Figura 5.37 Grafico forza-spostamento medio per il nono blocco di cicli (16.4 mm).

Come è possibile osservare dai grafici sopra riportati, gli spostamenti imposti nei vari cicli effettuati non coincidono esattamente con i valori teorici che si sarebbero dovuti raggiungere a causa della strumentazione utilizzata durante la prova. Quest'ultima prevede infatti che la forza venga applicata agendo manualmente sulla pompa idraulica che aziona il martinetto cavo e ciò non consente di ottenere una precisione rigorosa sul controllo dello spostamento.

Analizzando i vari blocchi di cicli separatamente, è possibile notare che tra i vari cicli caratterizzati da uno stesso valore di spostamento imposto non si sono verificati cali di rigidità. Essi presentano infatti i rami di carico e quelli di scarico praticamente sovrapposti. Inoltre confrontando i gruppi di cicli parallelamente, si osserva che non si sono manifestate perdite di rigidità neppure tra un blocco l'altro in quanto le relative linee di tendenza presentano più o meno tutte la medesima pendenza.

Come già effettuato anche per due dei campioni soggetti ad estrazione monotona, al termine della prova si è proceduto all'estrazione totale della barra e del getto di EMACO al fine di verificare se anche in questo caso il getto di malta si fosse rotto. Si è osservato esattamente lo stesso fenomeno. Il getto di EMACO si è

spezzato ad una profondità di circa 35 cm dalla superficie superiore del plinto. Nelle figure 5.38 e 5.39 sono riportate due immagini della barra e del getto di EMACO estratti dal plinto in calcestruzzo.



Figura 5.38 Barra e getto di EMACO estratti dal campione 1B1.



Figura 5.39 Particolare della barra e del getto di EMACO estratti dal campione 1B1.

In figura 5.40 è riportata una sequenza di immagini scattate durante la prova di estrazione ciclica. Nelle immagini iniziali è possibile osservare le crepe che si sono create tra l'EMACO e lo scatolare durante l'applicazione dei vari cicli di carico mentre in quelle finali sono raffigurate le fasi finali della prova in cui il getto di malta è ormai uscito dallo scatolare in acciaio.



Figura 5.40 Sequenza di immagini scattate durante la prova di estrazione ciclica.

5.5 Campione 1B2

Il campione 1B2 è stato sottoposto ad una prova di estrazione ciclica. Le principali informazioni relative al campione in questione sono riportate in tabella 5.5 (le grandezze d , h ed i sono riportate al capitolo 4 nelle figure 4.8 e 4.9). In figura 5.41 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere testato.

1B2	
Lunghezza dello scatolare [mm]	410
d [mm]	310
h [mm]	25
i [mm]	45
Data di getto del cls	10/12/10
Data di inghisaggio della barra	11/1/11
Data di esecuzione della prova	27/1/11
Giorni di invecchiamento dell'EMACO	16
Giorni di invecchiamento del cls	48

Tabella 5.5 Informazioni relative al campione 1B2.



Figura 5.41 Campione 1B2 pronto per la prova.

Capitolo 5

Anche in questo caso prima di iniziare la prova si è andati a misurare la distanza tra l'intradosso del plinto e la superficie inferiore del getto di EMACO al fine di verificare che la sua lunghezza fosse effettivamente di 41 cm.

La prova di estrazione ciclica è avvenuta in controllo di spostamento.

Si è cercato di mantenere una velocità di carico costante pari a circa 1 min/ciclo (30 secondi per la fase di carico e 30 secondi per quella di scarico).

La prova è avvenuta secondo le seguenti fasi:

- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.1 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.4 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 1.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 2.4 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 4.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 9.6 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 16.4 mm;
- carico fino a rottura.

Nelle figure 5.42, 5.43 e 5.44 sono riportati rispettivamente i grafici forza-spostamento superiore, forza-spostamento superiore medio e forza-spostamento inferiore.

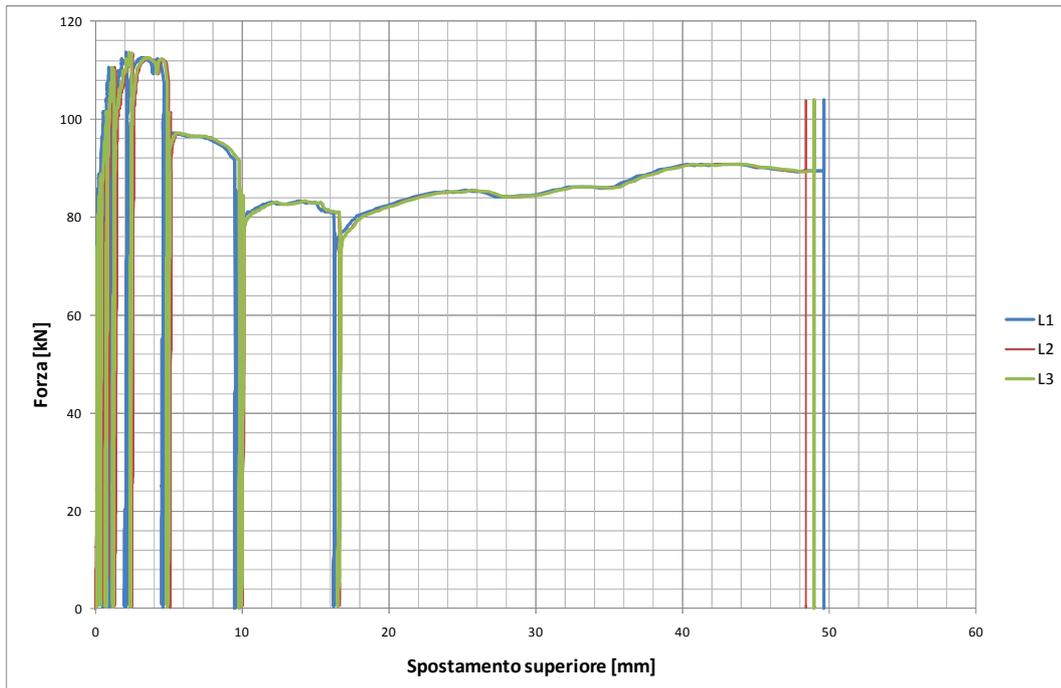


Figura 5.42 Grafico forza-spostamento superiore.

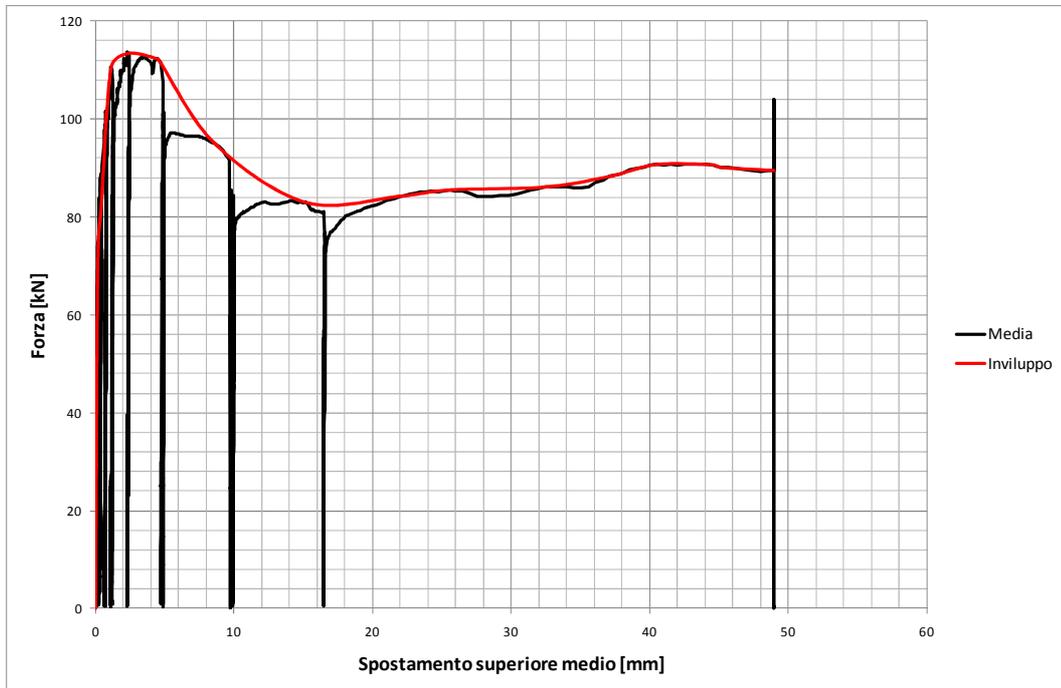


Figura 5.43 Grafico forza-spostamento superiore medio.

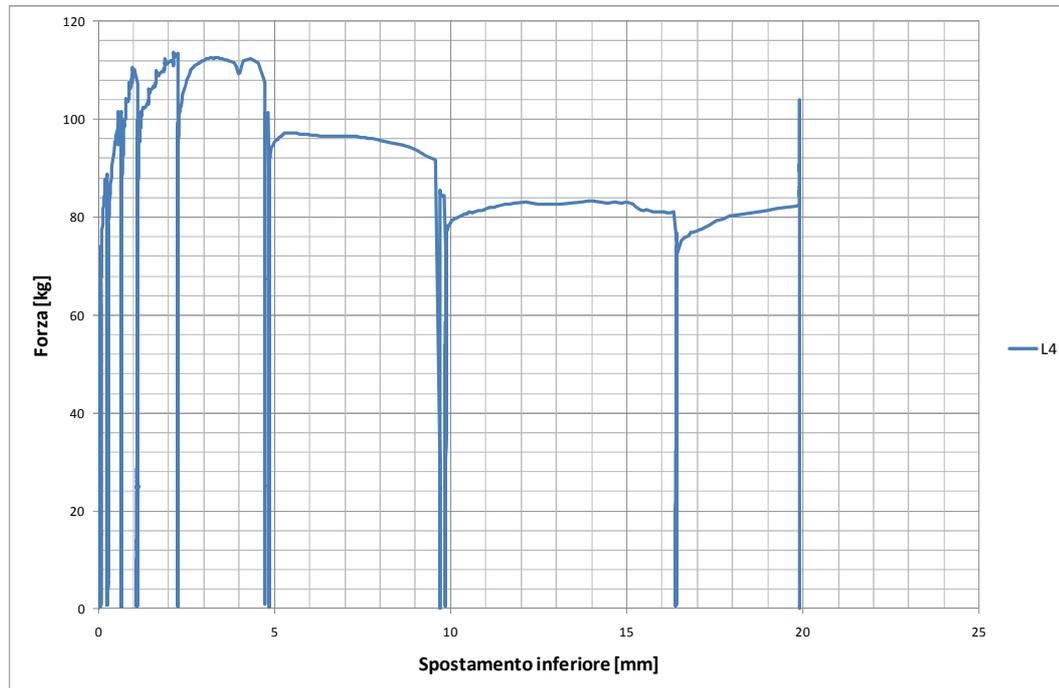


Figura 5.44 Grafico forza-spostamento inferiore.

Come è possibile notare dalla figura 5.43, per la curva forza-spostamento superiore medio è stato tracciato anche l'involuppo.

Analogamente a quanto accaduto per i campioni precedenti, la prova è stata arrestata a causa dello sfilamento del getto di EMACO dallo scatolare in acciaio mentre questo era ancora perfettamente inserito all'interno del plinto in calcestruzzo. La barra è rimasta solidale alla malta di inghisaggio. L'aderenza tra il getto di EMACO e la superficie interna dello scatolare è venuta meno in corrispondenza di una forza di trazione esercitata dal martinetto cavo pari a 113.5 kN a cui corrisponde una tensione tangenziale media $\tau_m = 1 \text{ MPa}$. Essendo la forza residua pari a 89.5 kN, tra la forza di picco e quella residua si è verificato un abbattimento circa pari al 21.1 %.

Nelle successive figure 5.45-5.53 sono stati riportati i grafici forza-spostamento superiore medio relativi ai singoli blocchi di cicli effettuati a differenti livelli di spostamento imposto.

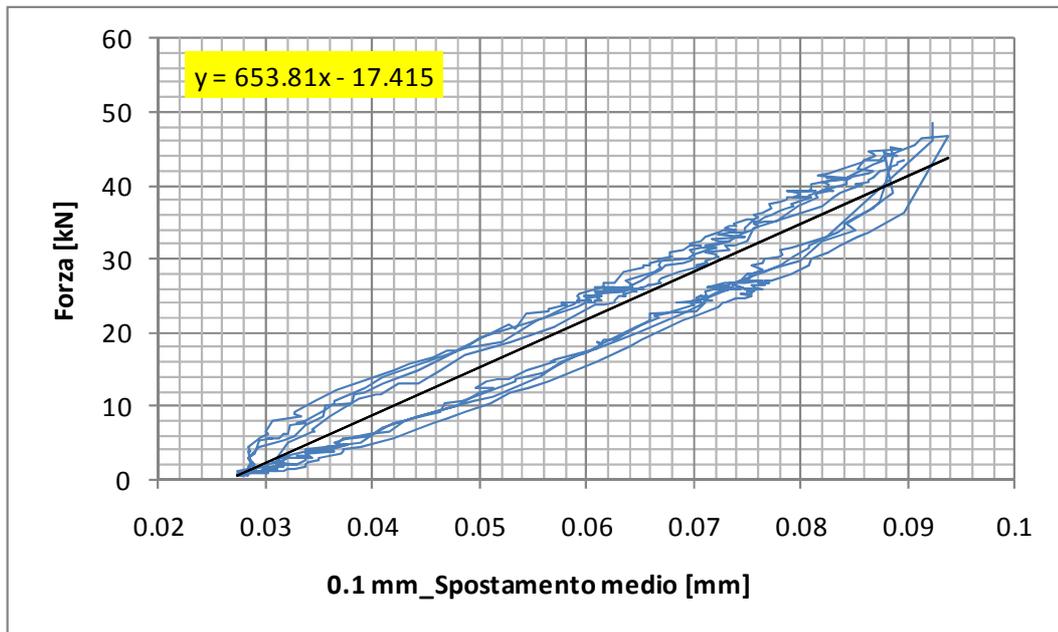


Figura 5.45 Grafico forza-spostamento medio per il primo blocco di cicli (0.1 mm).

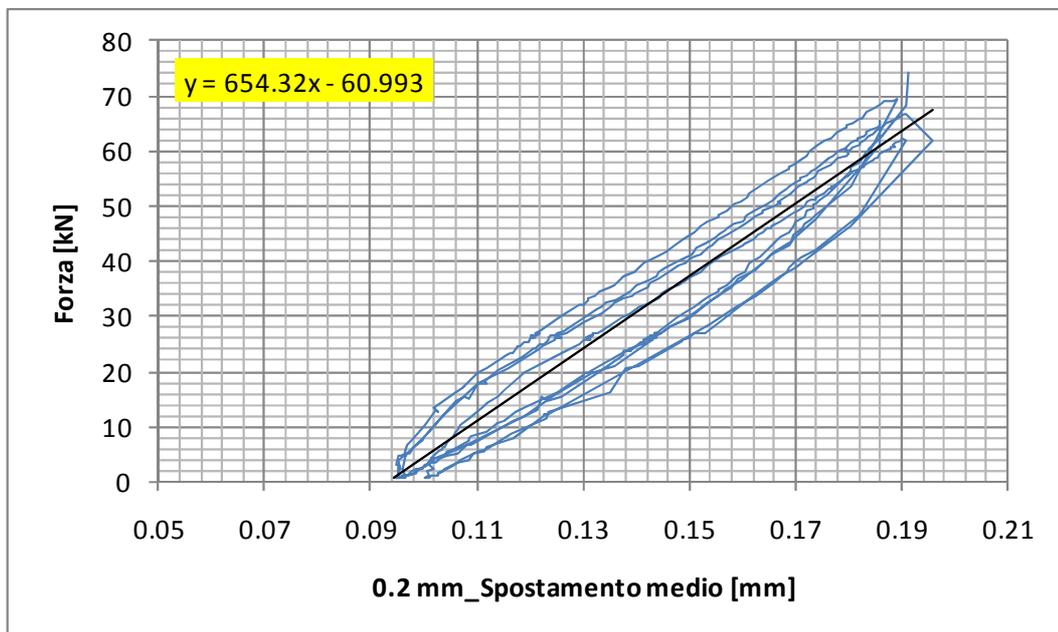


Figura 5.46 Grafico forza-spostamento medio per il secondo blocco di cicli (0.2 mm).

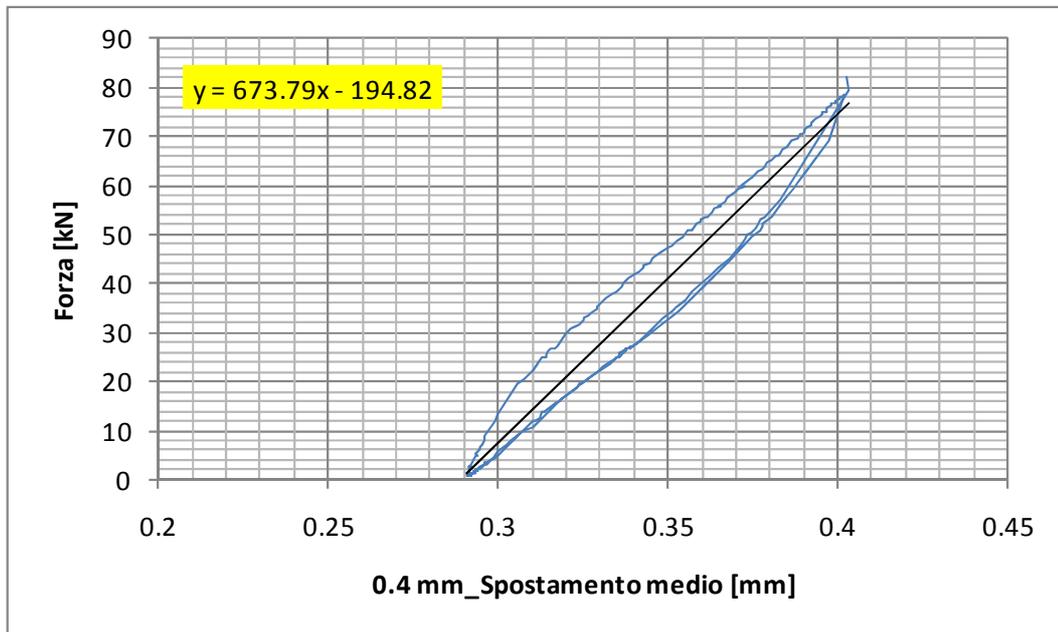


Figura 5.47 Grafico forza-spostamento medio per il terzo blocco di cicli (0.4 mm).

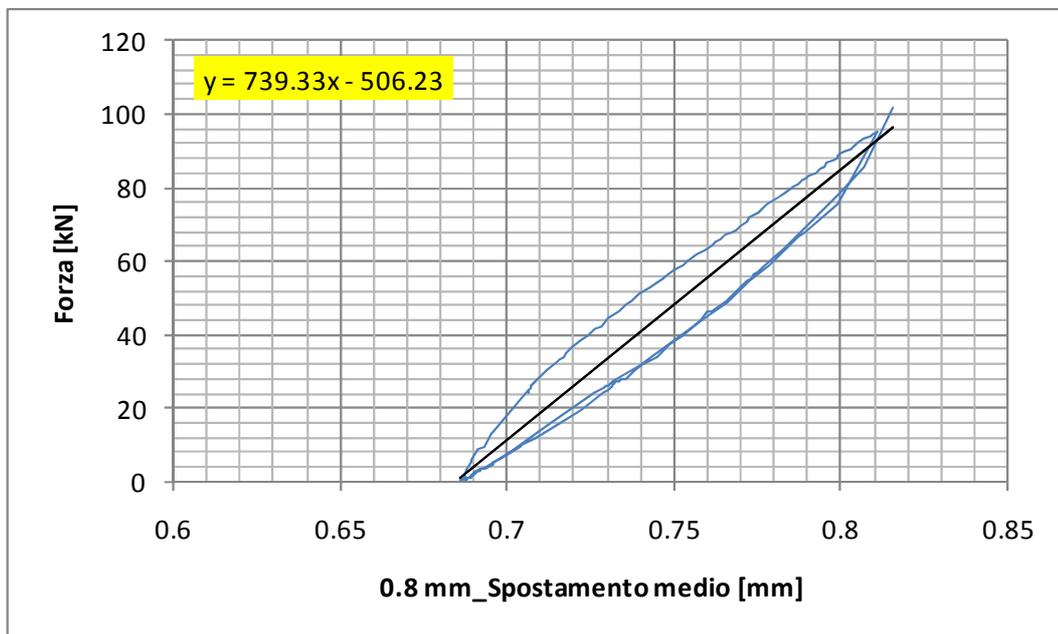


Figura 5.48 Grafico forza-spostamento medio per il quarto blocco di cicli (0.8 mm).

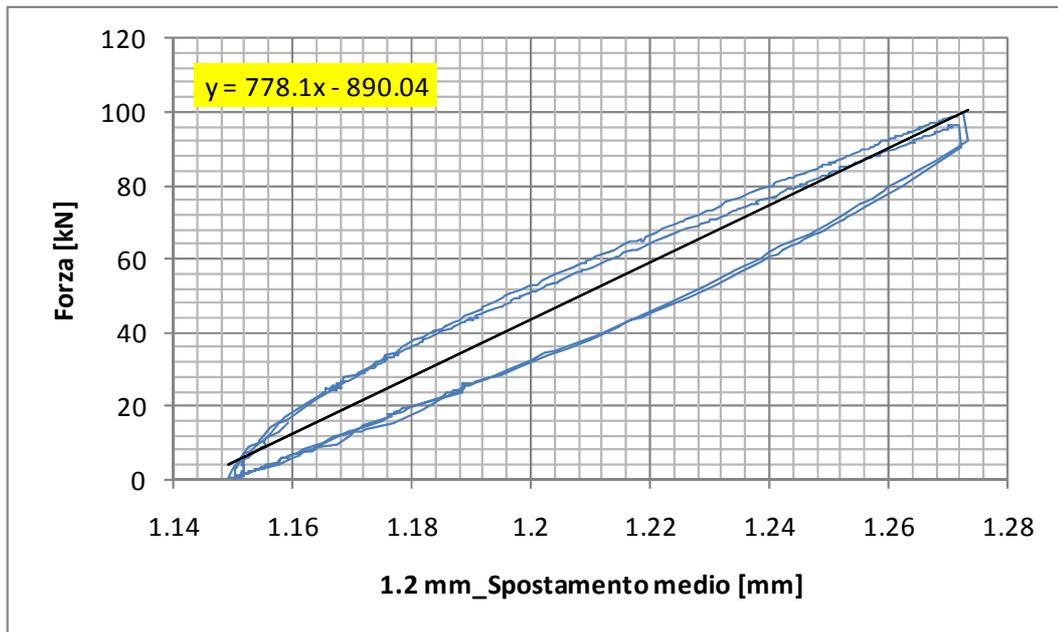


Figura 5.49 Grafico forza-spostamento medio per il quinto blocco di cicli (1.2 mm).

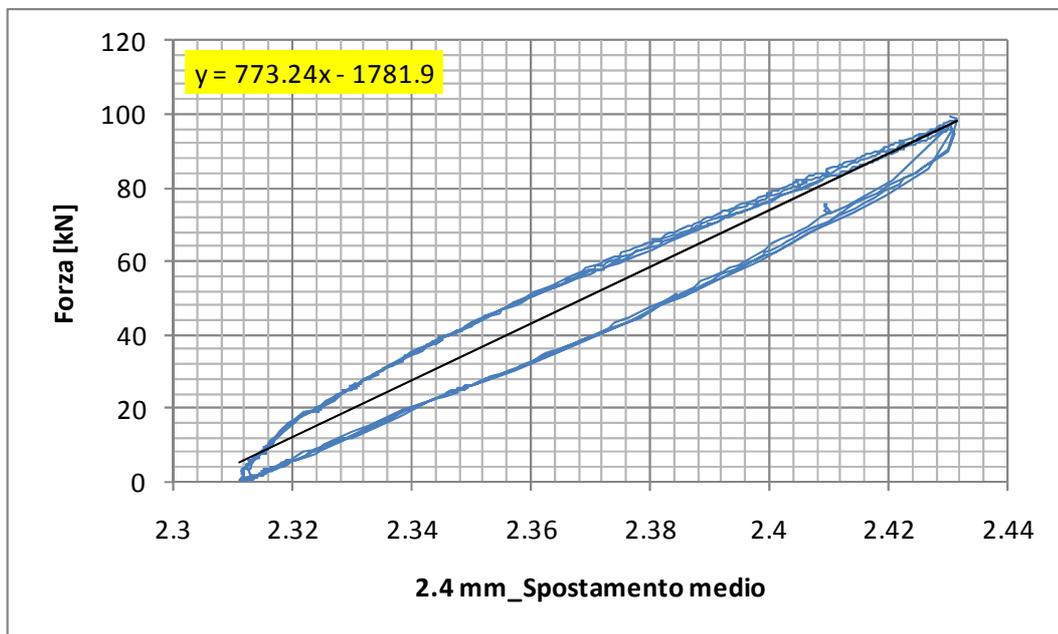


Figura 5.50 Grafico forza-spostamento medio per il sesto blocco di cicli (2.4 mm).

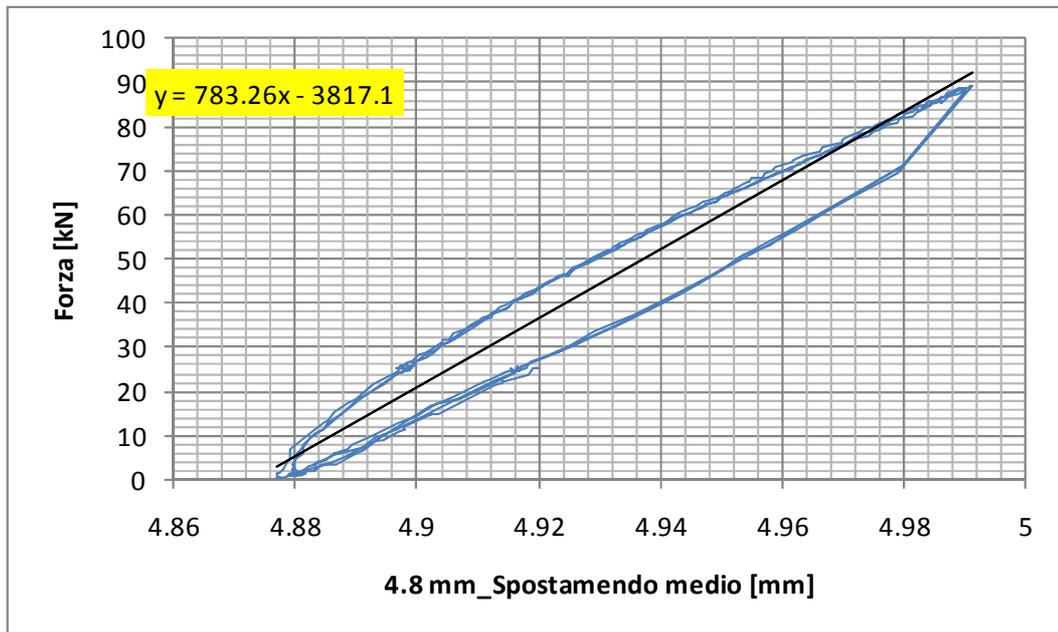


Figura 5.51 Grafico forza-spostamento medio per il settimo blocco di cicli (4.8 mm).

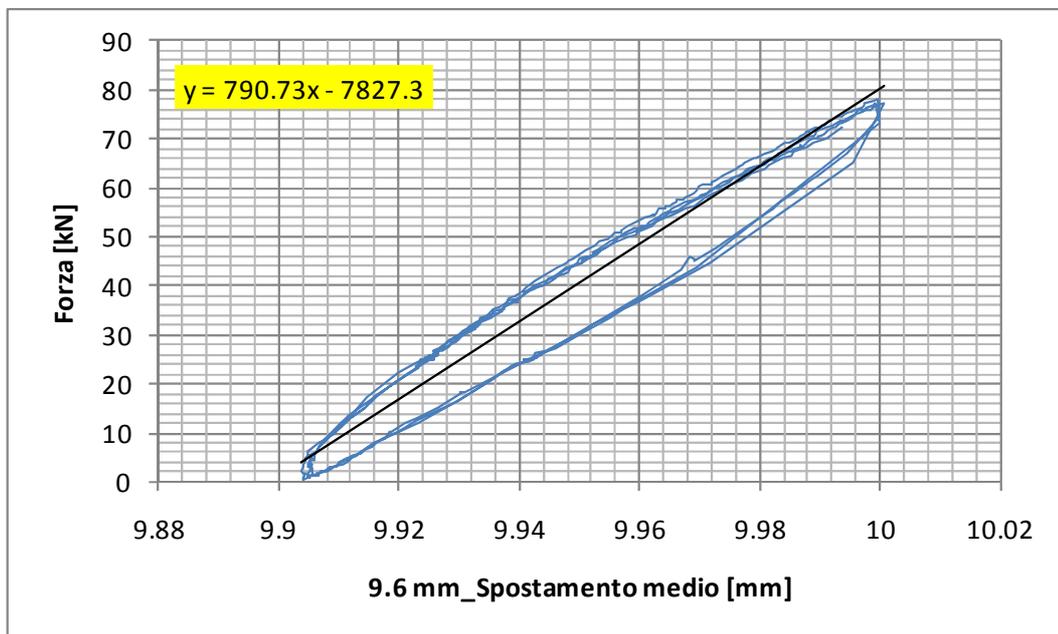


Figura 5.52 Grafico forza-spostamento medio per l'ottavo blocco di cicli (9.6 mm).

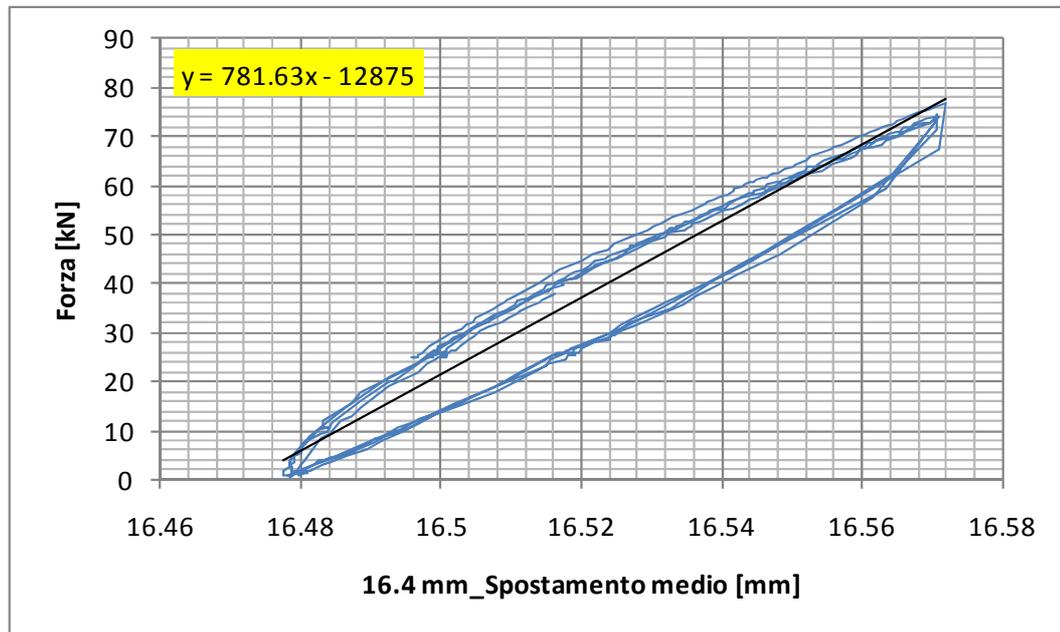


Figura 5.53 Grafico forza-spostamento medio per il nono blocco di cicli (16.6 mm).

Analizzando i vari blocchi di cicli separatamente, è possibile notare che tra i vari cicli caratterizzati da uno stesso valore di spostamento imposto non si sono verificati cali di rigidità. Essi presentano infatti i rami di carico e quelli di scarico praticamente sovrapposti. Inoltre confrontando i gruppi di cicli parallelamente, si osserva che non si sono manifestate perdite di rigidità neppure tra un blocco l'altro in quanto le relative linee di tendenza presentano più o meno tutte la medesima pendenza.

In figura 5.54 è riportata una sequenza di immagini scattate durante la prova di estrazione ciclica. Nelle immagini iniziali è possibile osservare le crepe che si sono create tra l'EMACO e lo scatolare durante l'applicazione dei vari cicli di carico mentre in quelle finali sono raffigurate le fasi finali della prova in cui il getto di malta è ormai uscito dallo scatolare in acciaio.

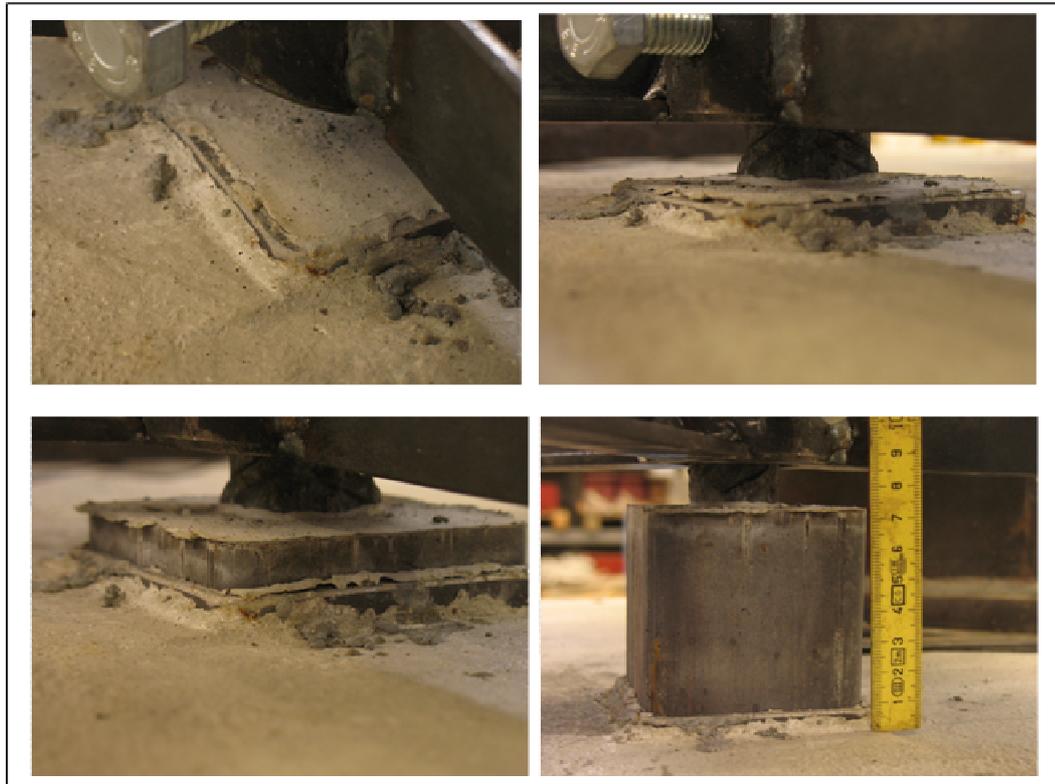


Figura 5.54 Sequenza di immagini scattate durante la prova.

In questo caso non si è proceduto all'estrazione completa della barra e del getto di EMACO in quanto ci si aspetta che quest'ultimo abbia subito come i campioni precedenti una frattura ad una profondità dall'estradosso del plinto di circa 35 cm.

5.6 Campione 1C1

Il campione 1C1 è stato sottoposto prima a dei cicli di forza orizzontale di basso livello e poi ad una prova di estrazione ciclica. Le principali informazioni relative al campione in questione sono riportate in tabella 5.6 (i giorni di invecchiamento dell'EMACO e del calcestruzzo sono relativi alla data di esecuzione della prova di estrazione). Le grandezze d, h ed i sono riportate al capitolo 4 nelle figure 4.8 e 4.9 mentre k è riportata in figura 4.15.

1C1	
Lunghezza dello scatolare [mm]	410
d [mm]	310
h [mm]	25
i [mm]	45
k [mm]	63
Data di getto del cls	7/12/10
Data di inghisaggio della barra	11/1/11
Data di applicazione dei cicli di forza orizzontale	27/1/11
Data di esecuzione della prova di estrazione	31/1/11
Giorni di invecchiamento dell'EMACO	20
Giorni di invecchiamento del cls	55

Tabella 5.6 Informazioni relative al campione 1C1.

- APPLICAZIONE DEI CICLI DI FORZA ORIZZONTALE

In figura 5.55 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere caricato mediante i cicli di forza orizzontale di basso livello. Per valutare l'entità delle forze orizzontali da applicare alla barra ad aderenza migliorata inghisata all'interno del plinto in calcestruzzo, si è cercato di comprendere quale fosse il taglio che ogni ferro di ripresa del pilastro prefabbricato assorbe a causa di un'azione sismica. Si è supposto che il pilastro di riferimento facesse parte di un edificio a 3 impalcati e avesse un'area d'influenza di 25 m^2 . Ipotizzando un peso per unità di superficie di 900 kg/m^2 per ogni impalcato, il peso che complessivamente grava sul pilastro è pari a 67500 kg. Supponendo il taglio alla



Figura 5.55 Campione 1C1 pronto per l'applicazione dei cicli di forza orizzontale.

base del pilastro indotto dal sisma sia pari a circa il 5% del carico normale e considerando che questo deve essere diviso per il numero complessivo dei ferri contenuti nel pilastro (8), si ottiene che il taglio alla base del pilastro che ogni ferro assorbe è pari a circa 400 kg. In seguito a queste considerazioni, in un primo momento sono stati applicati i seguenti gruppi di cicli:

- 5 cicli da 3 kN
- 5 cicli da 6 kN
- 5 cicli da 9 kN

Essendo gli spostamenti indotti dai cicli appena elencati estremamente bassi, in un secondo momento si è deciso di applicare gli altri due gruppi di cicli di seguito elencati:

- 5 cicli da 9 kN
- 5 cicli da 15 kN

La prova è stata condotta in controllo di forza.

La pressione complessiva che è stata applicata ai due pistoni da 100 kN che mantengono il plinto spinto contro le due traverse gialle di contrasto è pari a 100 bar. Essendo entrambi i pistoni tarati in modo tale che una pressione pari a 450 atm corrisponde ad una forza di 100 kN, la pressione di 100 bar equivale ad una spinta complessiva esercitata dai due pistoni di circa 44 kN.

Durante l'applicazione del secondo blocco di cicli di forza orizzontale, tra l'ultimo ciclo da 9 kN e il primo da 15 kN la pressione nei due pistoni, essendo scesa a 90 bar, è stata riportata a 100 bar.

In figura 5.56 è stato riportato il grafico forza-spostamento ottenuto dall'applicazione dei primi tre gruppi di cicli mentre nelle figure 5.57-5.59 sono riportati i grafici forza-spostamento relativi alle singole serie di cicli applicati. Nelle figure 5.60-5.62 sono riportati gli stessi grafici ma relativi alle ultime due serie di cicli.

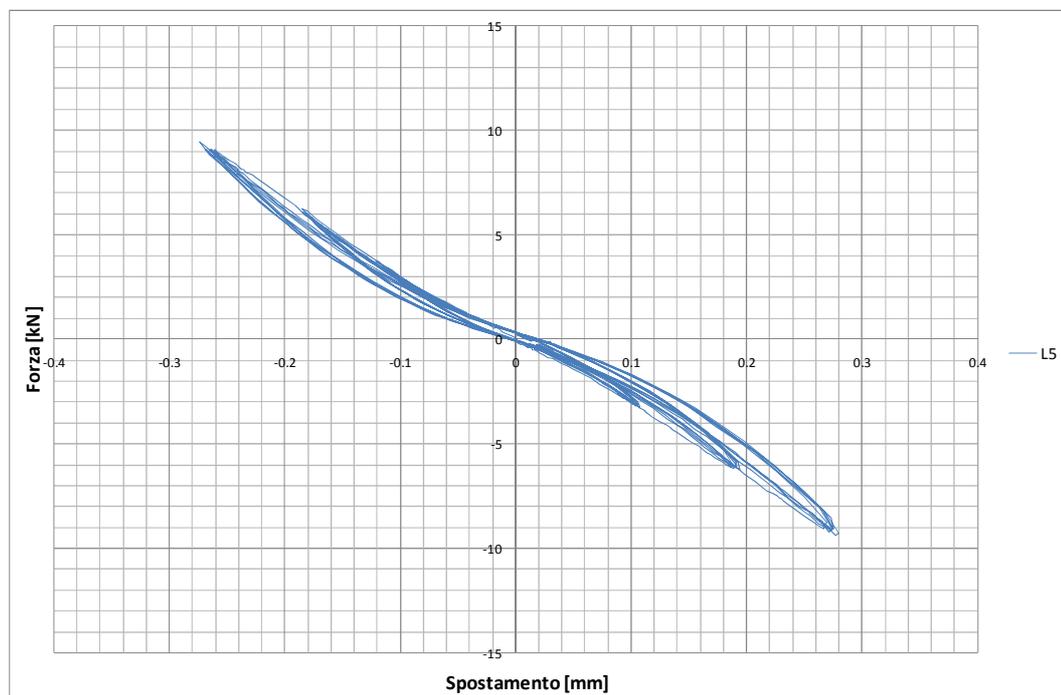


Figura 5.56 Grafico forza-spostamento relativo alle prime 3 serie di cicli applicati.

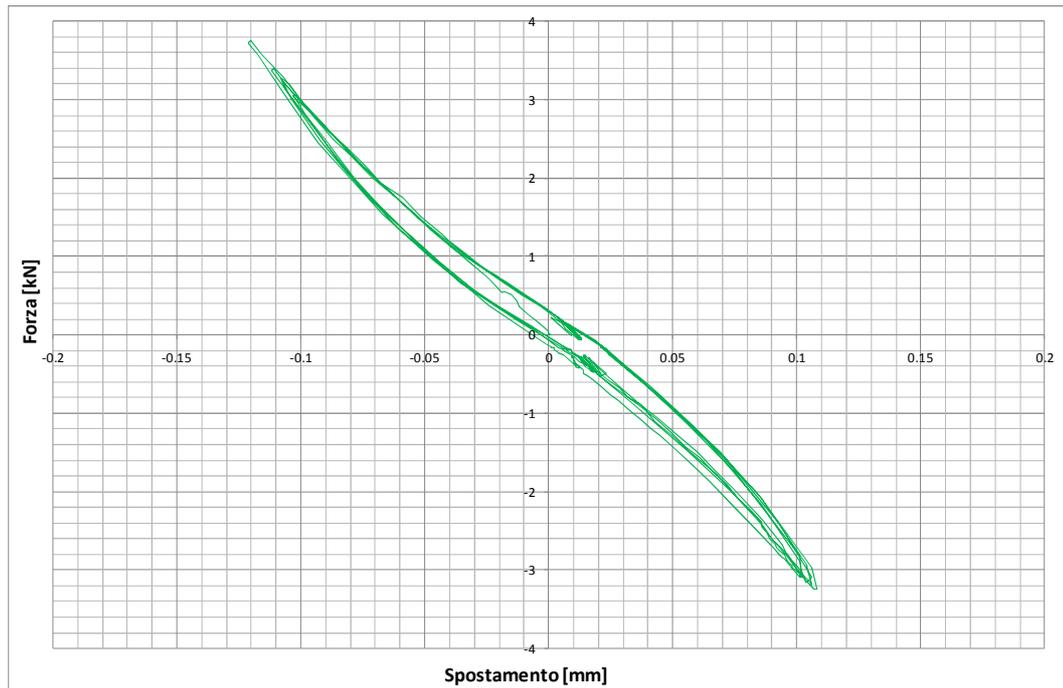


Figura 5.57 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 3 kN.

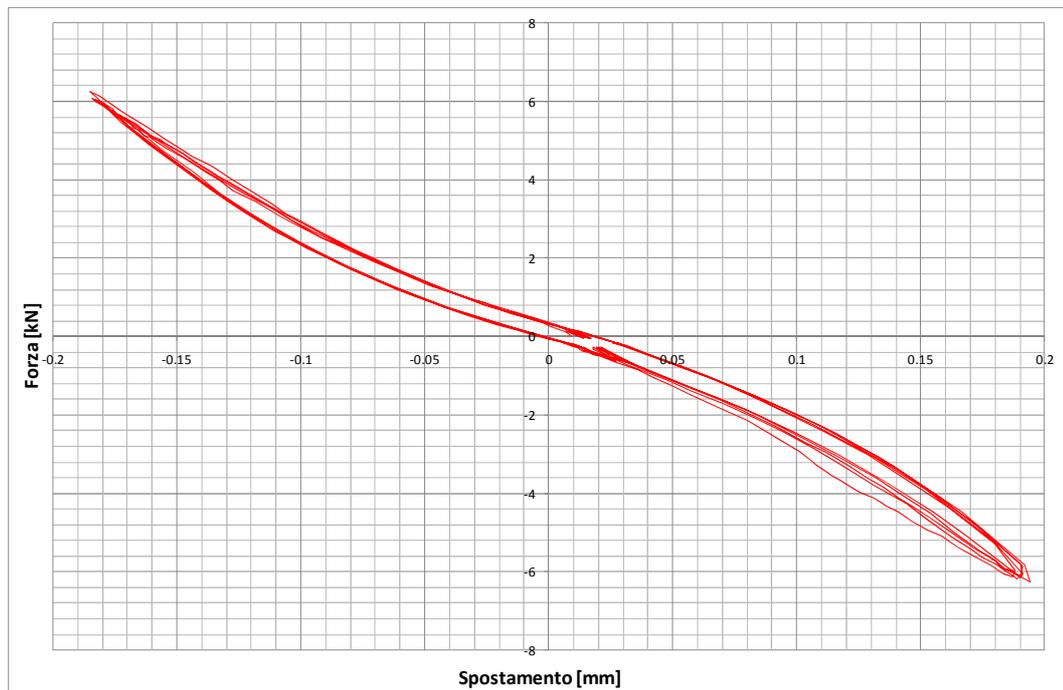


Figura 5.58 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 6 kN.

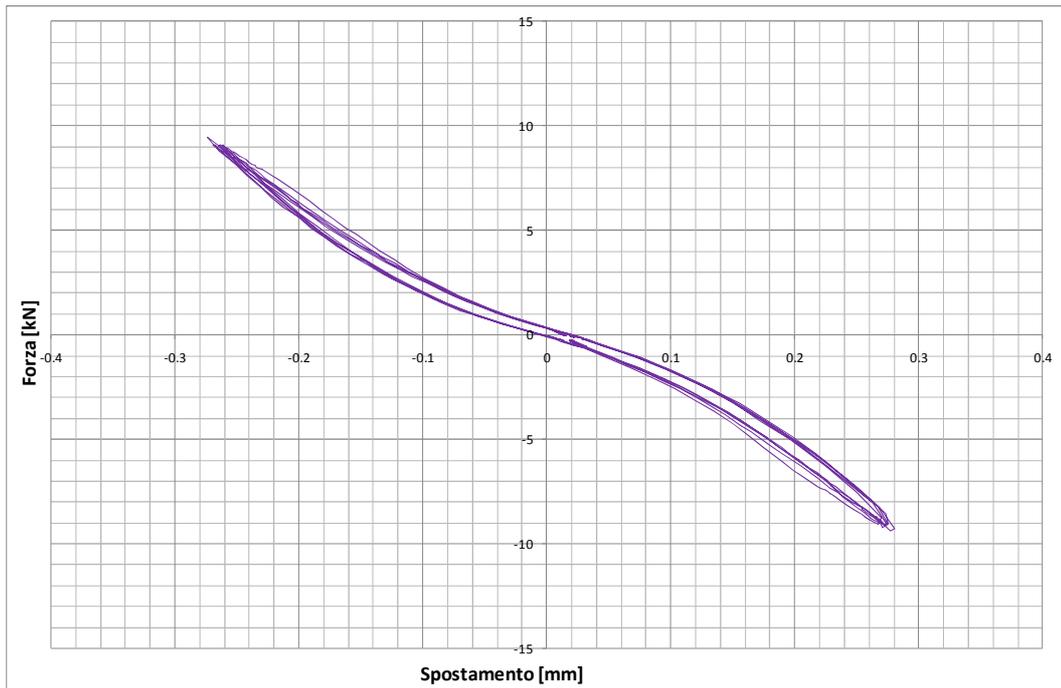


Figura 5.59 Grafico forza-spostamento relativo alla prima serie di cicli da 9 kN.

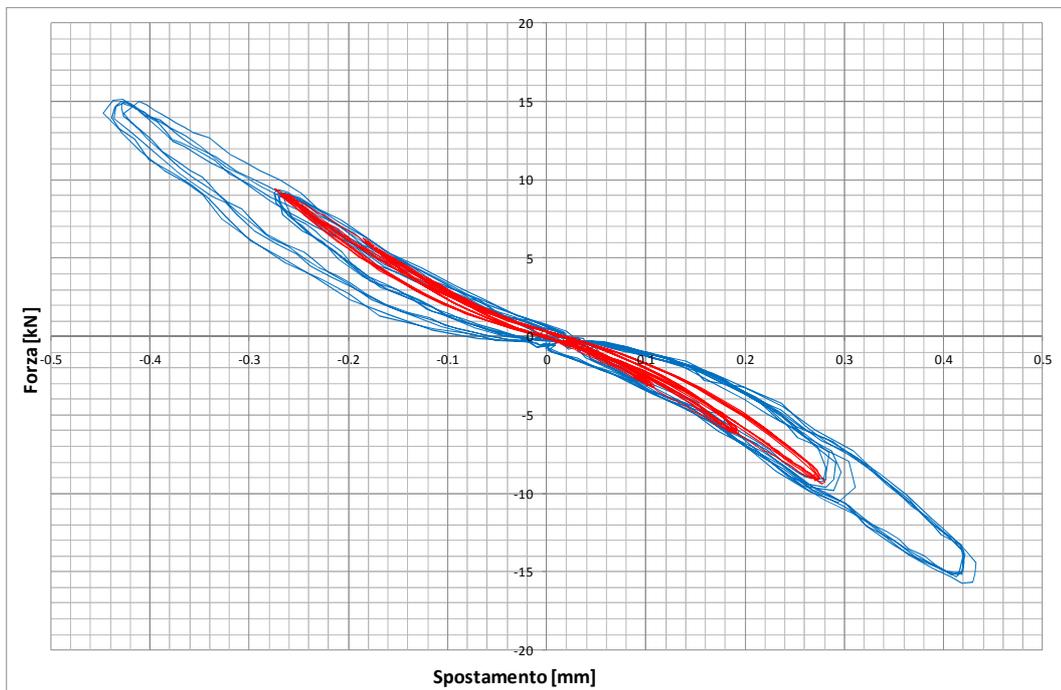


Figura 5.60 Grafico forza spostamento relativo alle ultime due serie di cicli applicati e confronto con le tre serie precedenti.

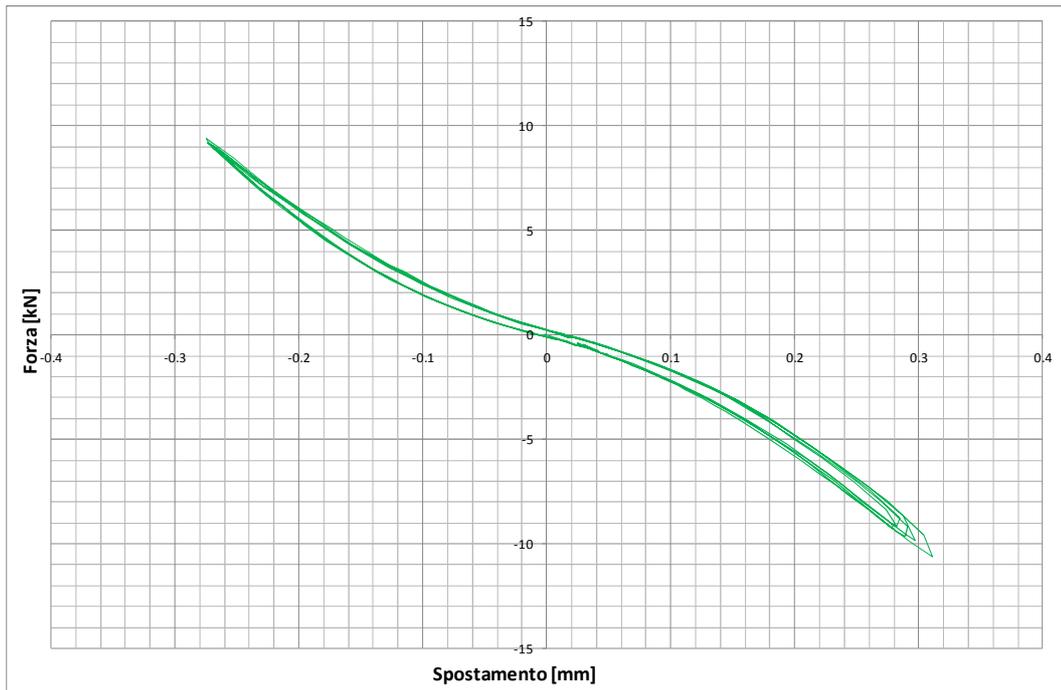


Figura 5.61 Grafico forza-spostamento relativo alla seconda serie cicli da 9 kN.

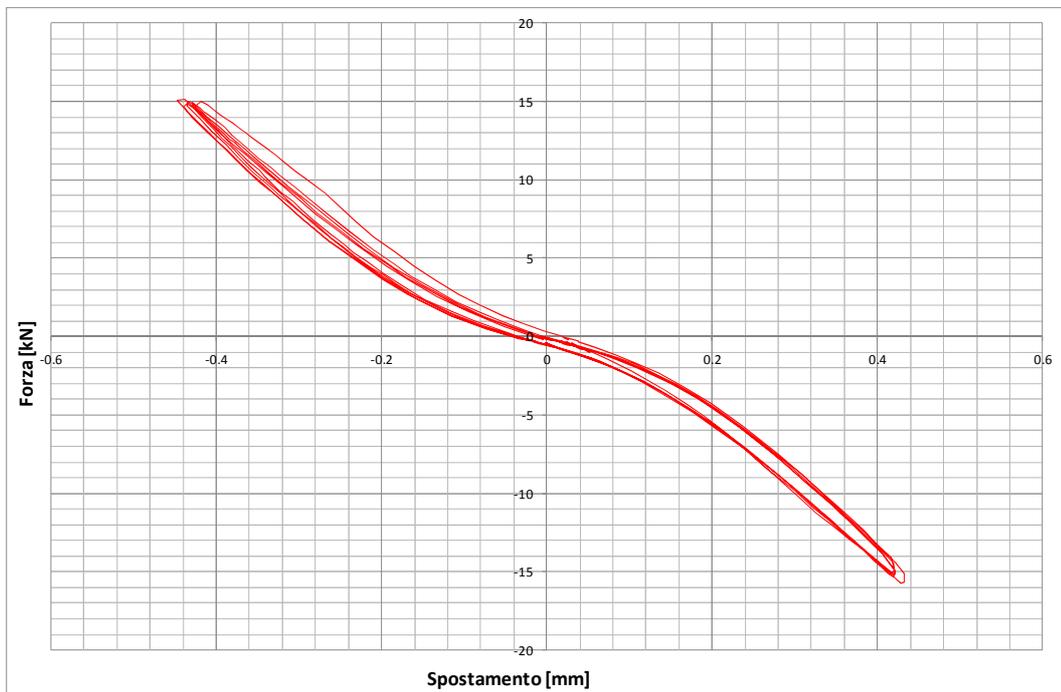


Figura 5.62 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 15 kN.

- PROVA DI ESTRAZIONE CICLICA

Anche in questo caso prima di iniziare la prova si è andati a misurare la distanza tra l'intradosso del plinto e la superficie inferiore del getto di EMACO al fine di verificare che la sua lunghezza fosse effettivamente di 40 cm.

In figura 5.63 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere testato.



Figura 5.63 Campione 1C1 pronto per la prova.

Si è cercato di mantenere una velocità di carico costante pari a circa 1 min/ciclo (30 secondi per la fase di carico e 30 secondi per quella di scarico).

La prova è avvenuta secondo le seguenti fasi:

- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.1 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.4 mm;

- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 1.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 2.4 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 4.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 9.6 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 16.4 mm;
- carico fino a rottura.

Nelle figure 5.64, 5.65 e 5.66 sono riportati rispettivamente i grafici forza-spostamento superiore, forza-spostamento superiore medio e forza-spostamento inferiore.

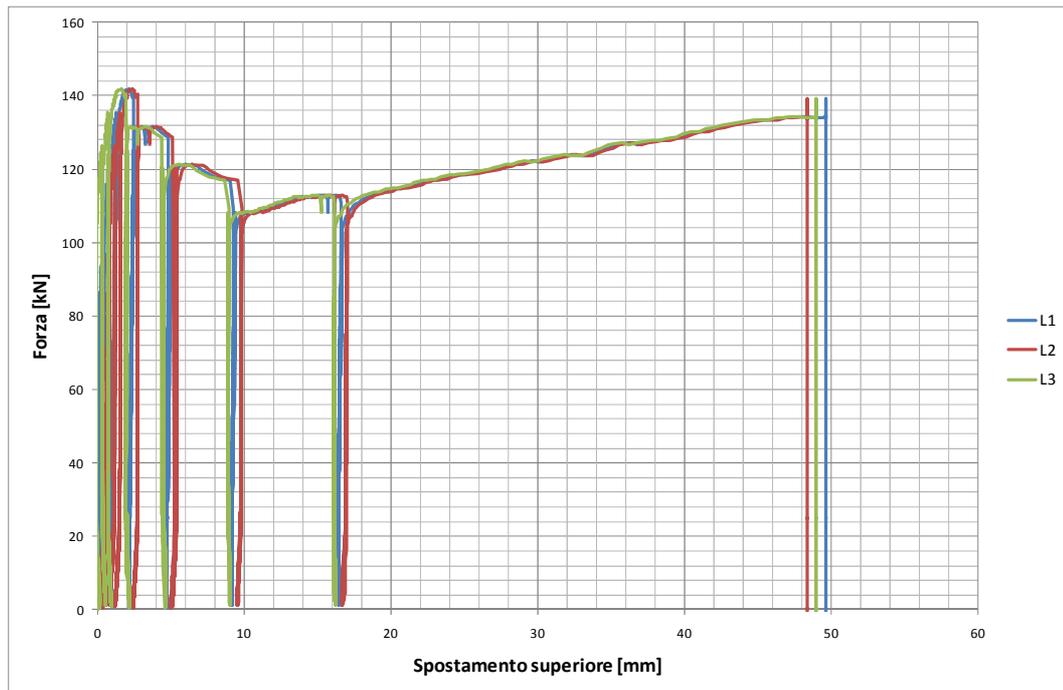


Figura 5.64 Grafico forza-spostamento superiore.

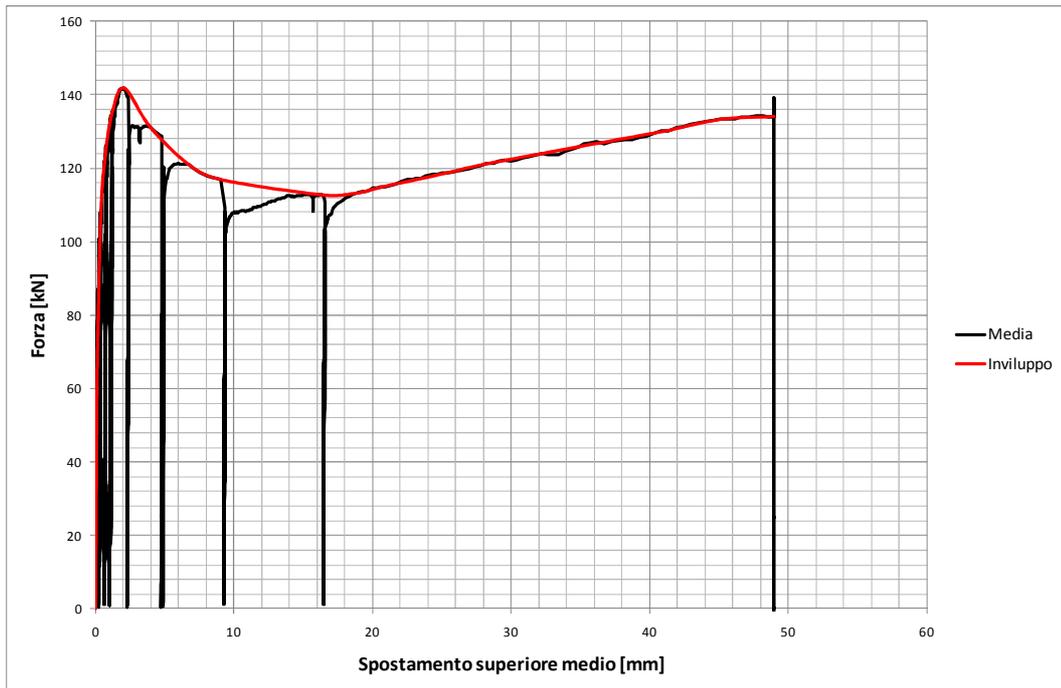


Figura 5.65 Grafico forza-spostamento superiore medio.

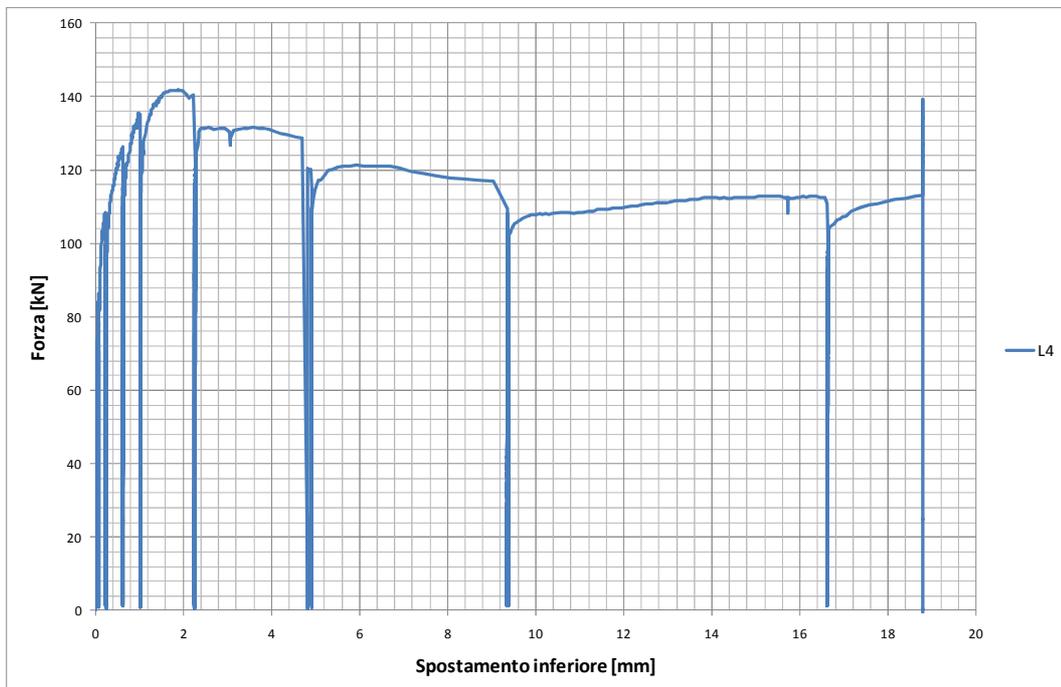


Figura 5.66 Grafico forza-spostamento inferiore.

Come è possibile notare per dalla figura 5.65, per la curva forza-spostamento superiore medio è stato tracciato anche l'involuppo.

Analogamente a quanto accaduto per i campioni precedenti, la prova è stata arrestata a causa dello sfilamento del getto di EMACO dallo scatolare in acciaio mentre questo era ancora perfettamente inserito all'interno del plinto in calcestruzzo. La barra è rimasta solidale alla malta di inghisaggio. L'aderenza tra il getto di EMACO e la superficie interna dello scatolare è venuta meno in corrispondenza di una forza di trazione esercitata dal martinetto cavo pari a 141.8 kN a cui corrisponde una tensione tangenziale media $\tau_m = 1.2 \text{ MPa}$. Essendo la forza residua pari a 112.6 kN, tra la forza di picco e quella residua si è verificato un abbattimento circa pari al 20.6 %.

Nelle successive figure 5.67-5.75 sono stati riportati i grafici forza-spostamento superiore medio relativi ai singoli blocchi di cicli effettuati a differenti livelli di spostamento imposto.

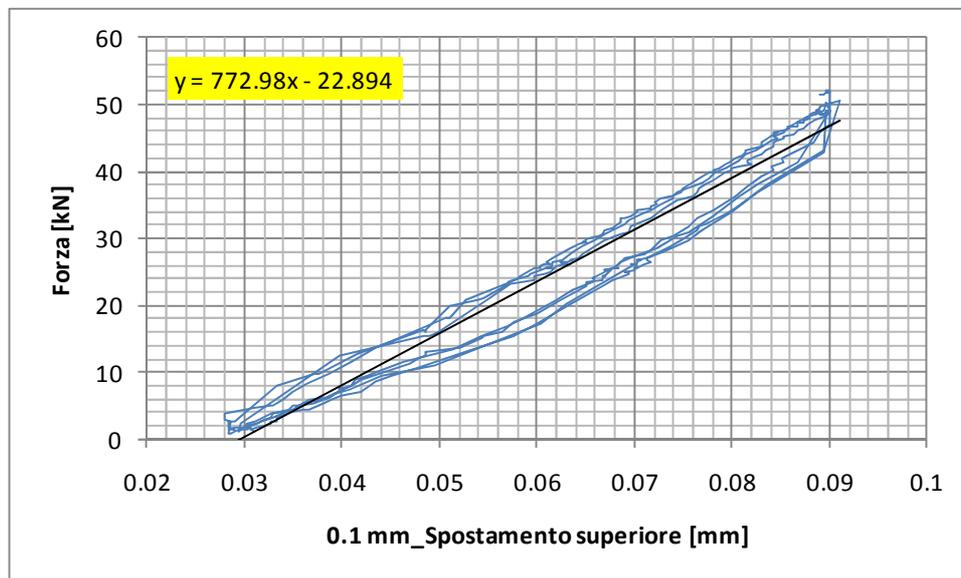


Figura 5.67 Grafico forza-spostamento medio per il primo blocco di cicli (0.1 mm).

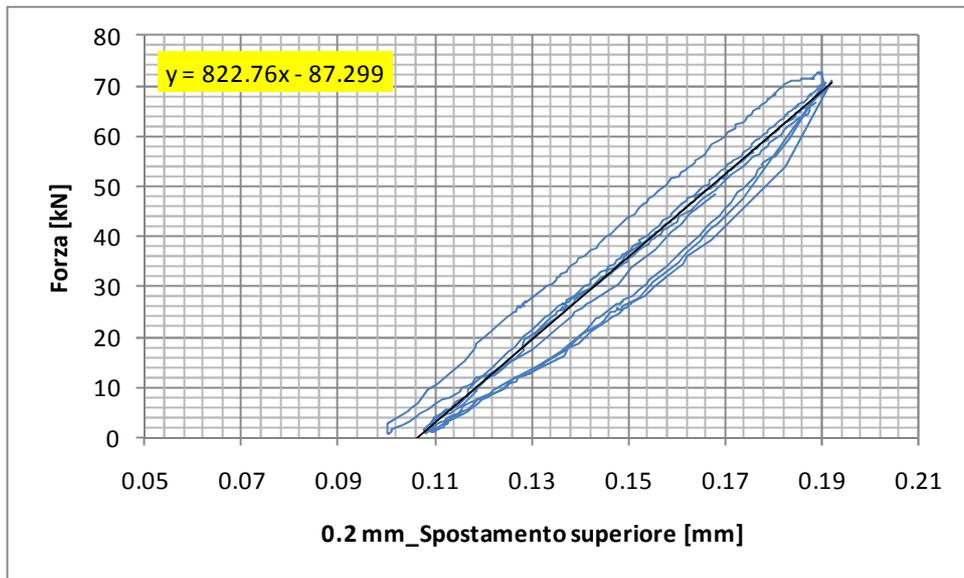


Figura 5.68 Grafico forza-spostamento medio per il secondo blocco di cicli (0.2 mm).

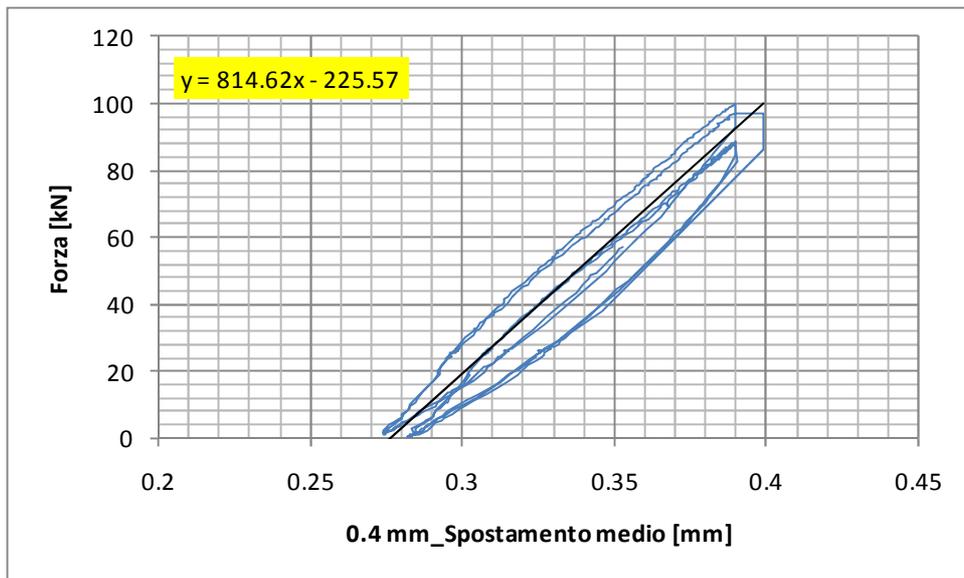


Figura 5.69 Grafico forza-spostamento medio per il terzo blocco di cicli (0.4 mm).

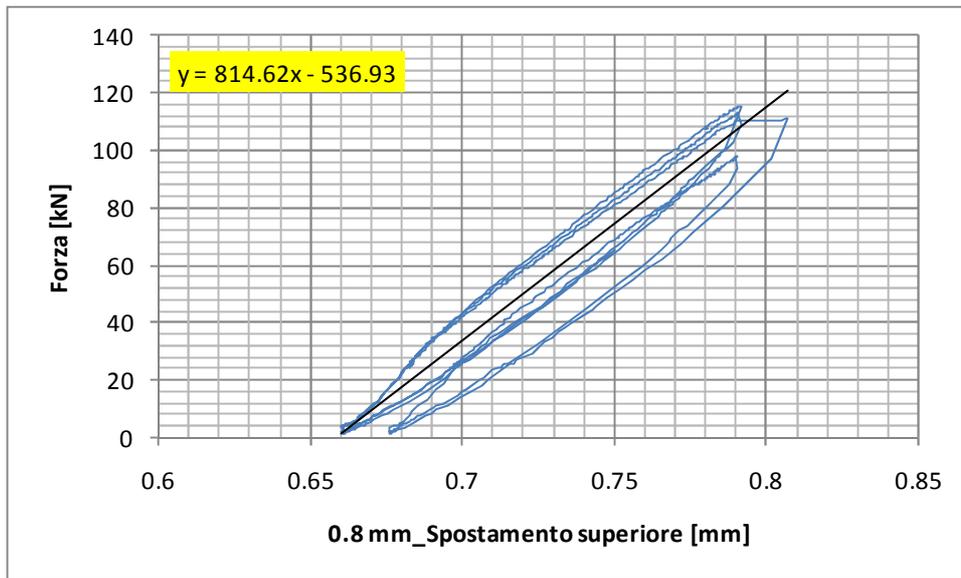


Figura 5.70 Grafico forza-spostamento medio per il quarto blocco di cicli (0.8 mm).

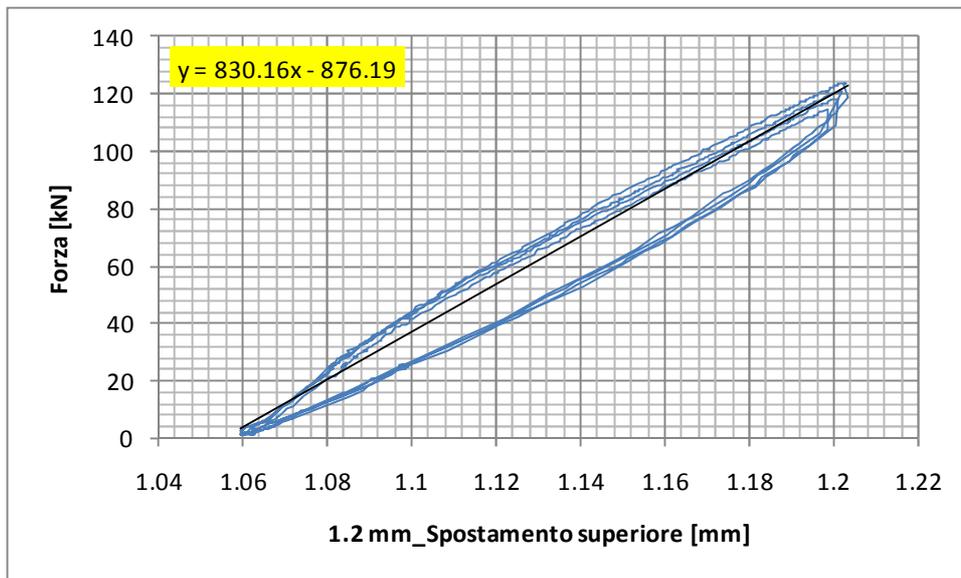


Figura 5.71 Grafico forza-spostamento medio per il quinto blocco di cicli (1.2 mm).

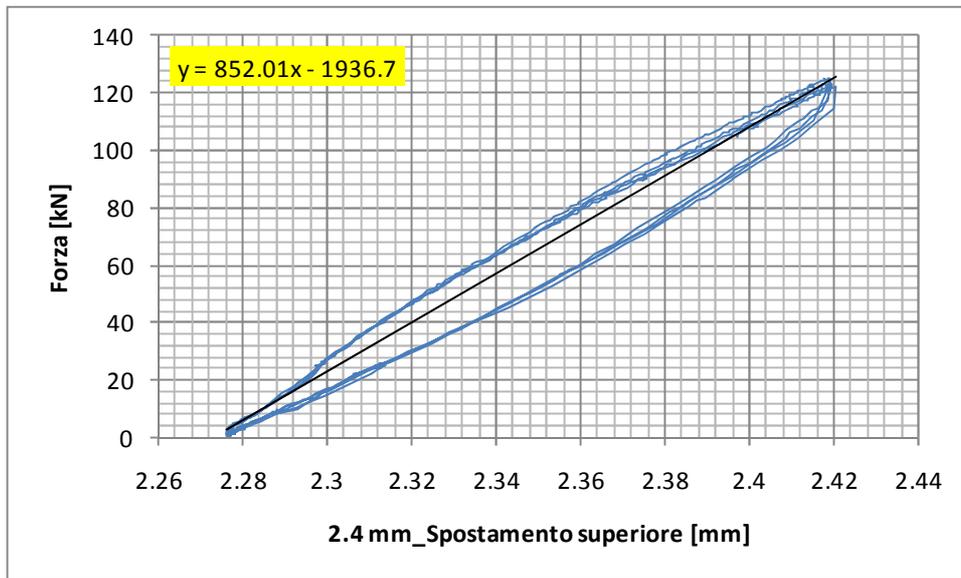


Figura 5.72 Grafico forza-spostamento medio per il sesto blocco di cicli (2.4 mm).

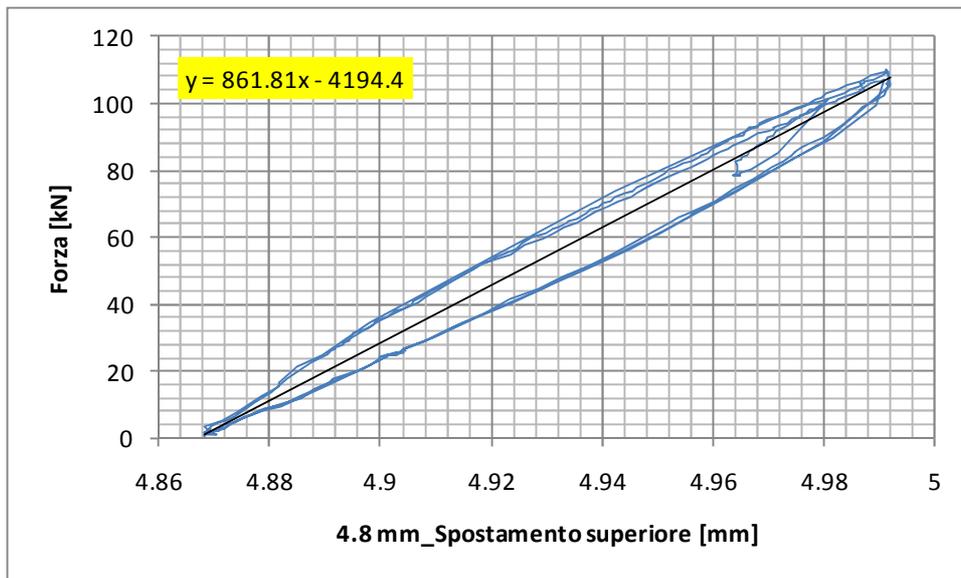


Figura 5.73 Grafico forza-spostamento medio per il settimo blocco di cicli (4.8 mm).

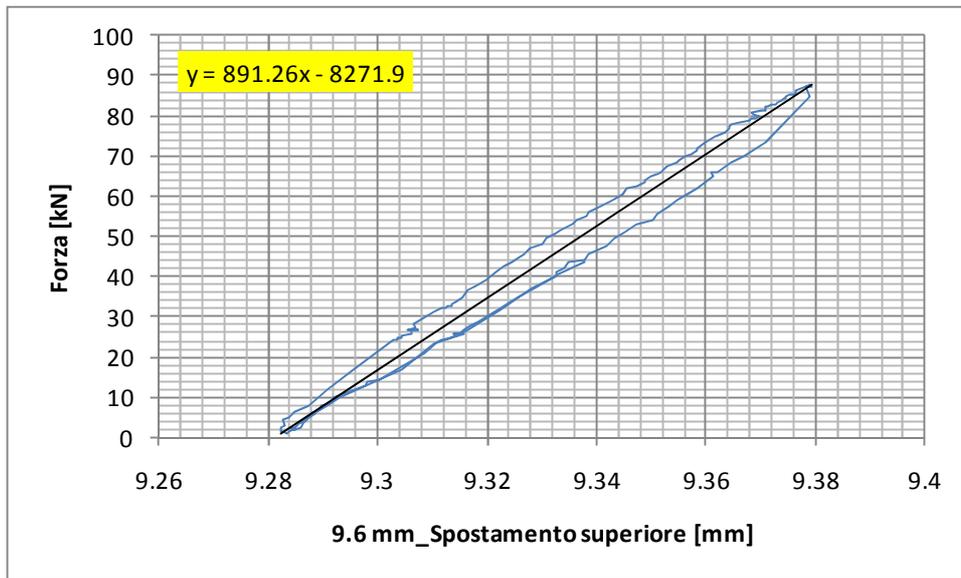


Figura 5.74 Grafico forza-spostamento medio per l'ottavo blocco di cicli (9.6 mm).

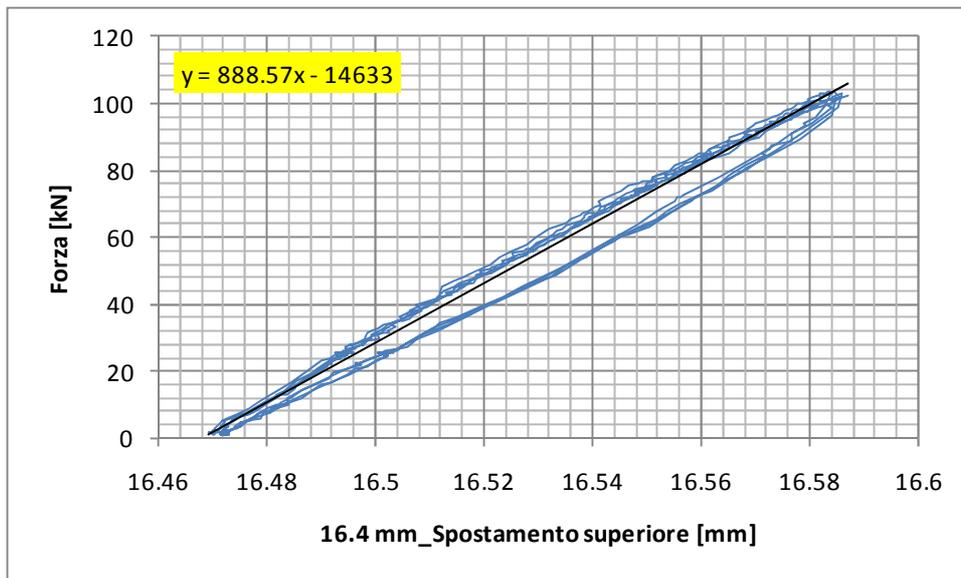


Figura 5.75 Grafico forza-spostamento medio per il nono blocco di cicli (16.4 mm).

Analizzando i vari blocchi di cicli separatamente, è possibile notare che tra i vari cicli caratterizzati da uno stesso valore di spostamento imposto non si sono verificati cali di rigidità. Essi presentano infatti i rami di carico e quelli di scarico praticamente sovrapposti. Inoltre confrontando i gruppi di cicli parallelamente, si osserva che non si sono manifestate perdite di rigidità neppure tra un blocco l'altro in quanto le relative linee di tendenza presentano più o meno tutte la medesima pendenza.

In figura 5.76 è riportata una sequenza di immagini scattate durante la prova di estrazione ciclica.

Come già effettuato anche per i campioni precedenti, al termine della prova si è proceduto all'estrazione totale della barra e del getto di EMACO al fine di verificare se anche in questo caso il getto di malta si fosse rotto. Si è osservato esattamente lo stesso fenomeno. Il getto di EMACO si è spezzato ad una profondità di circa 32 cm dalla superficie superiore del plinto. Nelle figure 5.77 e 5.78 sono riportate due immagini della barra e del getto di EMACO estratti dal plinto in calcestruzzo mentre in figura 5.79 è riportato un particolare della superficie di rottura del getto di EMACO.



Figura 5.76 Sequenza di immagini scattate durante la prova.



Figura 5.77 Barra e getto di EMACO estratti dal campione 1C1.



Figura 5.78 Particolare della barra e getto di EMACO estratti dal campione 1C1.



Figura 5.79 Particolare della superficie di rottura del getto di EMACO.

5.7 Campione 1D1

Il campione 1D1 è stato sottoposto prima a dei cicli di forza orizzontale di alto livello e poi ad una prova di estrazione ciclica. Le principali informazioni relative al campione in questione sono riportate in tabella 5.7 (i giorni di invecchiamento dell'EMACO e del calcestruzzo sono relativi alla data di esecuzione della prova di estrazione). Le grandezze d , h ed i sono riportate al capitolo 4 nelle figure 4.8 e 4.9 mentre k è riportata in figura 4.15.

1D1	
Lunghezza dello scatolare [mm]	410
d [mm]	310
h [mm]	25
i [mm]	45
k [mm]	62
Data di getto del cls	7/12/10
Data di inghisaggio della barra	11/1/11
Data di applicazione dei cicli di forza orizzontale	31/1/11
Data di esecuzione della prova di estrazione	3/2/11
Giorni di invecchiamento dell'EMACO	23
Giorni di invecchiamento del cls	58

Tabella 5.7 Informazioni relative al campione 1D1.

- APPLICAZIONE DEI CICLI DI FORZA ORIZZONTALE

In figura 5.80 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere caricato mediante i cicli di forza orizzontale di alto livello.

Sono stati applicati i seguenti gruppi di cicli:

- 5 cicli da 9 kN
- 5 cicli da 15 kN
- 5 cicli da 22.5 kN
- 5 cicli da 30 kN



Figura 5.80 Campione 1D1 pronto per l'applicazione dei cicli di forza orizzontale.

La prova è stata condotta in controllo di forza.

La pressione complessiva che è stata applicata ai due pistoni che mantengono il plinto spinto contro le due traverse gialle di contrasto è pari a 100 bar a cui corrisponde una forza complessiva di circa 44 kN. Al termine del secondo ciclo da 30 kN uno dei due pistoni da 10 t si è rotto. In seguito a questa rottura per terminare la prova è stato inserito un unico pistone al quale è stata fornita una pressione di 150 bar a cui corrisponde una forza di circa 33 kN . Esso è stato posizionato al centro del plinto in calcestruzzo. In seguito alla rottura del pistone il plinto ha subito una rotazione con conseguente spostamento di tutto il sistema utilizzato per l'applicazione della forza orizzontale (figura 5.81).

In figura 5.82 è stato riportato il grafico forza-spostamento relativo a tutti i gruppi di cicli applicati mentre nelle figure 5.83-5.86 sono riportati i grafici forza-spostamento relativi alle singole serie di cicli applicati.

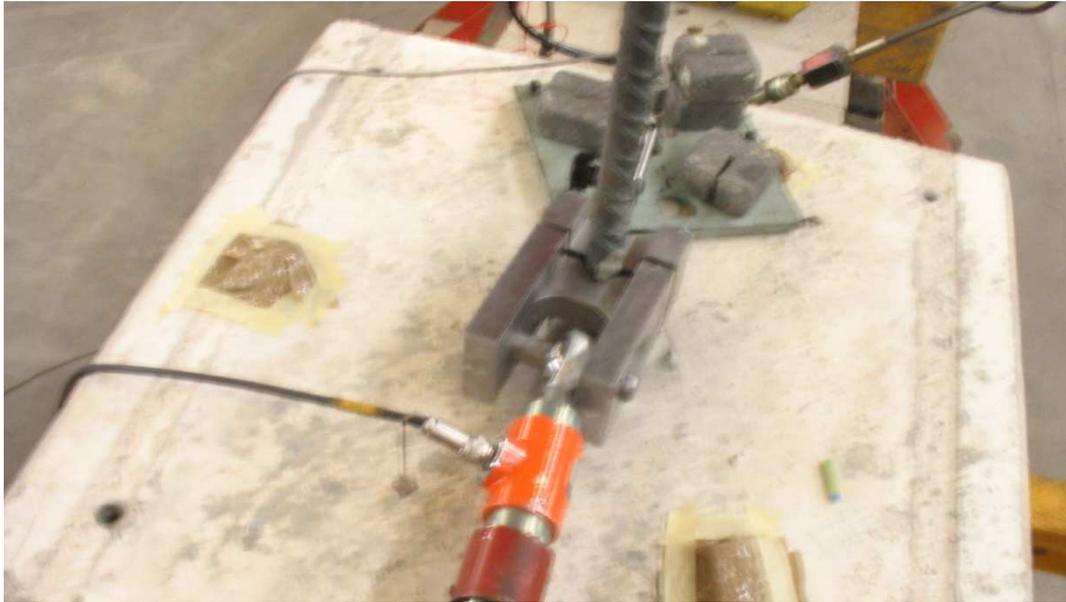


Figura 5.81 Vista dall'alto del sistema utilizzato per l'applicazione della forza orizzontale alla barra ruotato rispetto al plinto in seguito alla rottura di un pistone di contrasto.

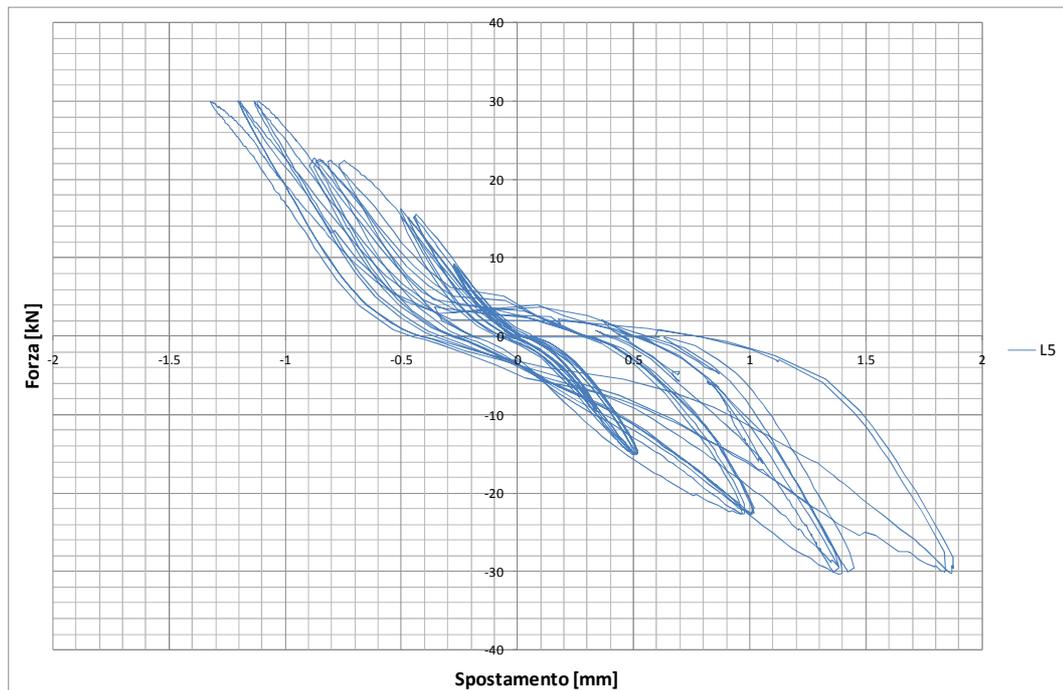


Figura 5.82 Grafico forza-spostamento relativo a tutti i gruppi di cicli applicati.

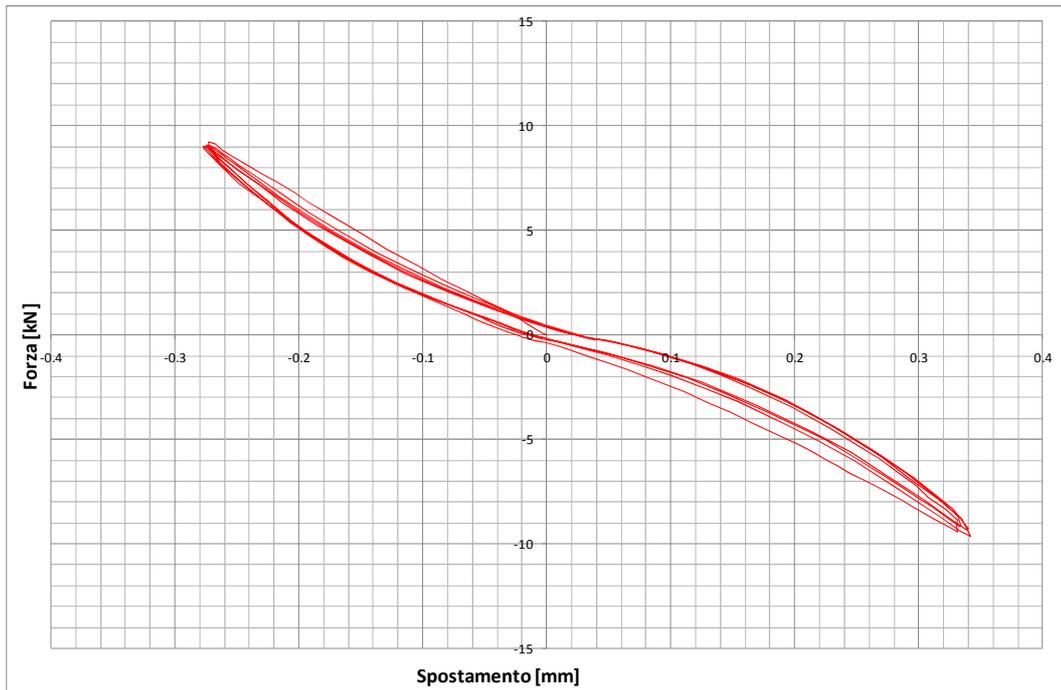


Figura 5.83 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 9 kN.

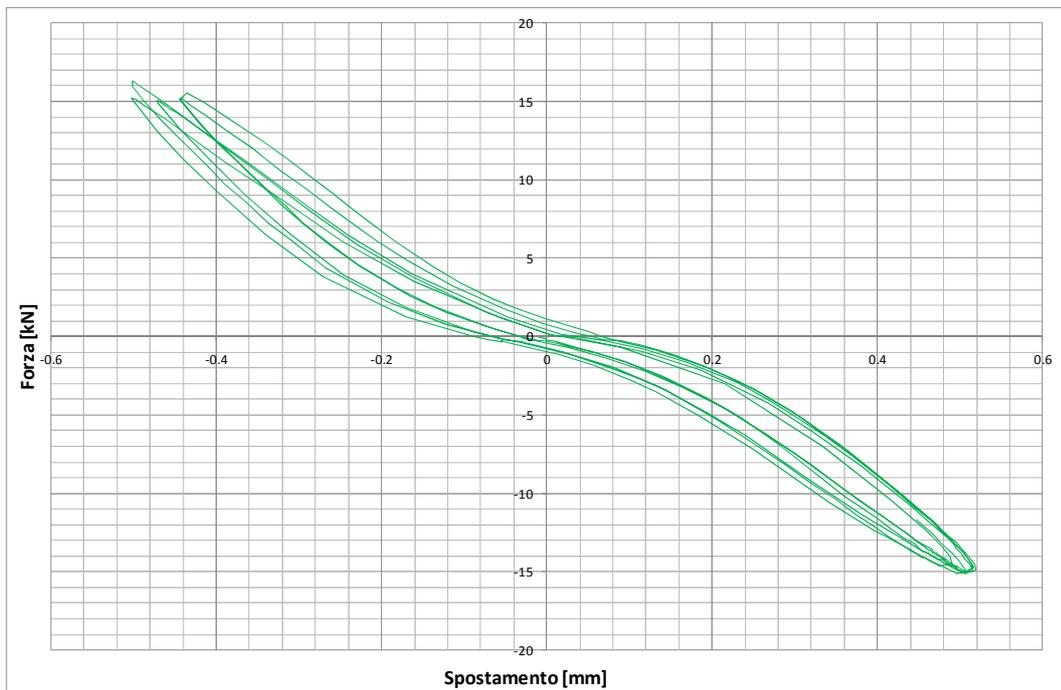


Figura 5.84 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 15 kN.

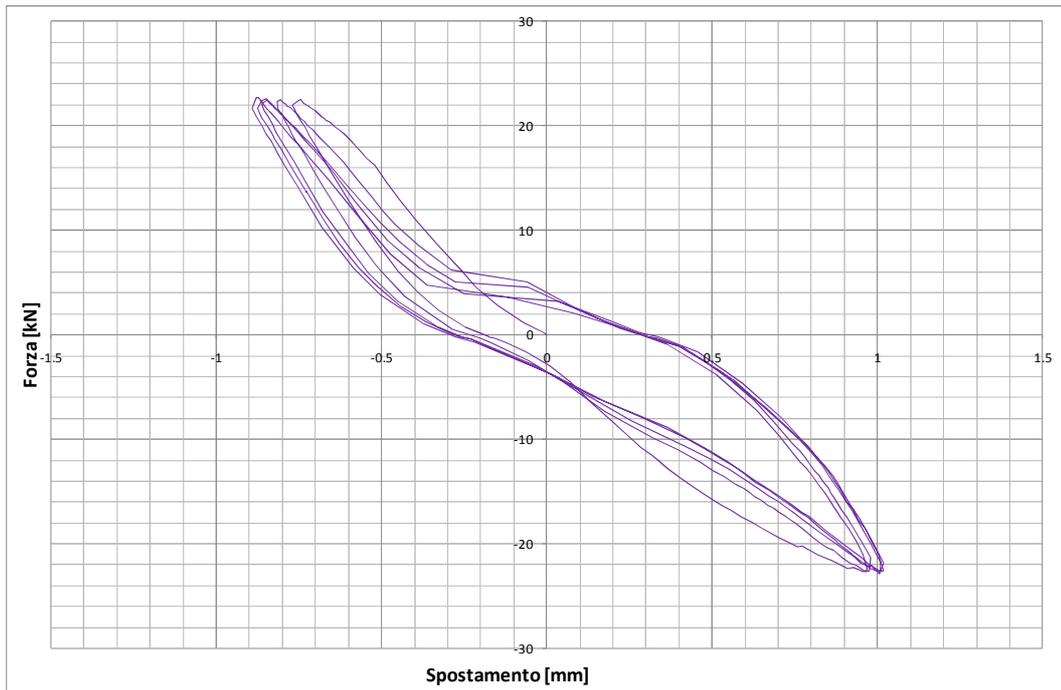


Figura 5.85 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 22.5 kN.

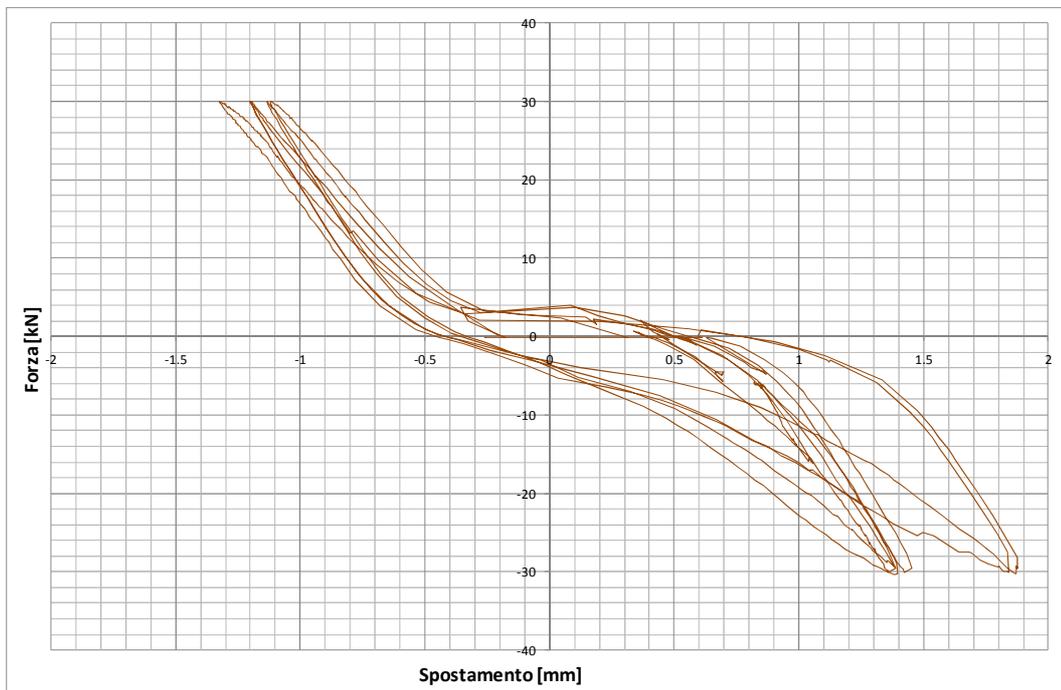


Figura 5.86 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 30 kN.

- PROVA DI ESTRAZIONE CICLICA

Anche in questo caso prima di iniziare la prova si è andati a misurare la distanza tra l'intradosso del plinto e la superficie inferiore del getto di EMACO al fine di verificare che la sua lunghezza fosse effettivamente di 41 cm.

In figura 5.87 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere testato.



Figura 5.87 Campione 1D1 pronto per la prova.

La prova di estrazione ciclica è avvenuta in controllo di spostamento.

Si è cercato di mantenere una velocità di carico costante pari a circa 1 min/ciclo (30 secondi per la fase di carico e 30 secondi per quella di scarico).

La prova è avvenuta secondo le seguenti fasi:

- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.1 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.4 mm;

Capitolo 5

- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 1.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 2.4 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 4.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 9.6 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 16.4 mm;
- carico fino a rottura.

Nelle figure 5.88, 5.89 e 5.90 sono riportati rispettivamente i grafici forza-spostamento superiore, forza-spostamento superiore medio e forza-spostamento inferiore.

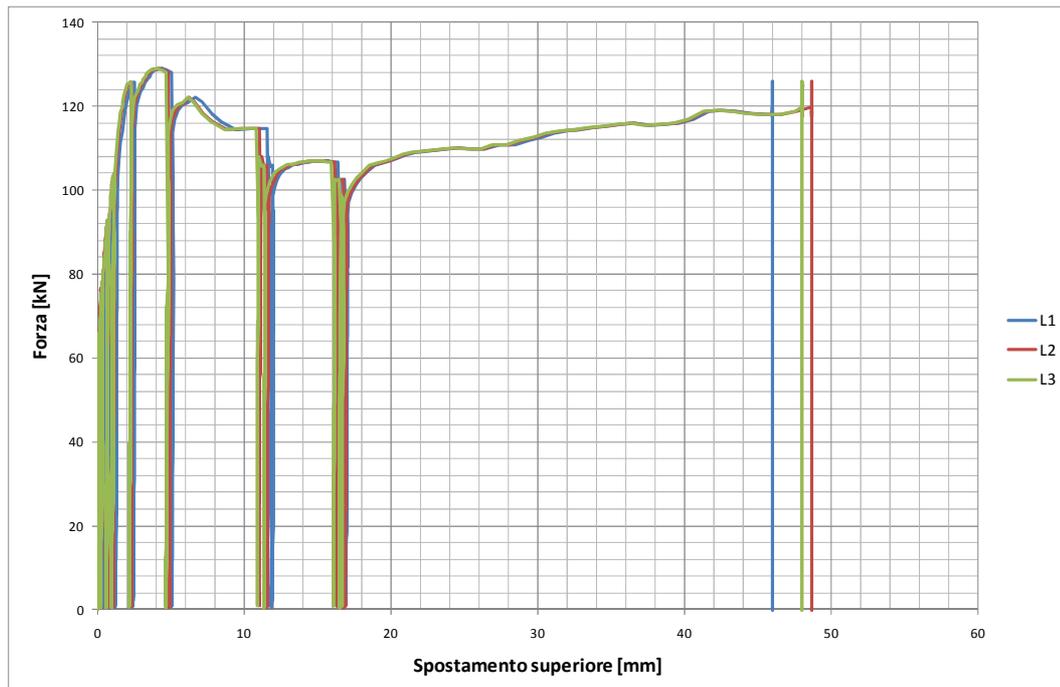


Figura 5.88 Grafico forza-spostamento superiore.

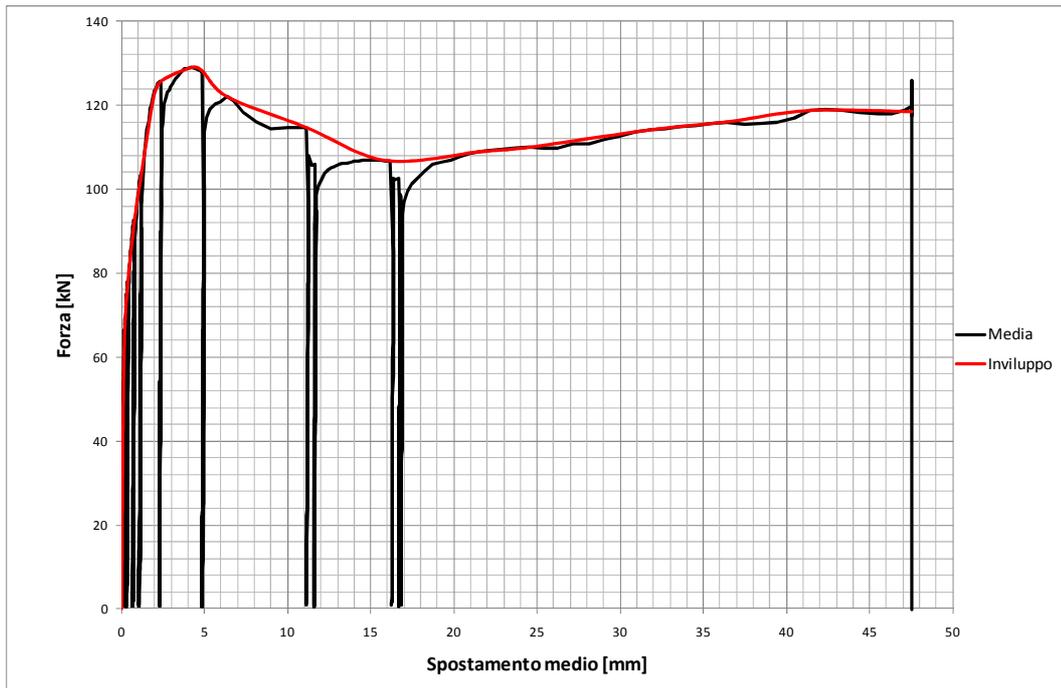


Figura 5.89 Grafico forza-spostamento superiore medio.

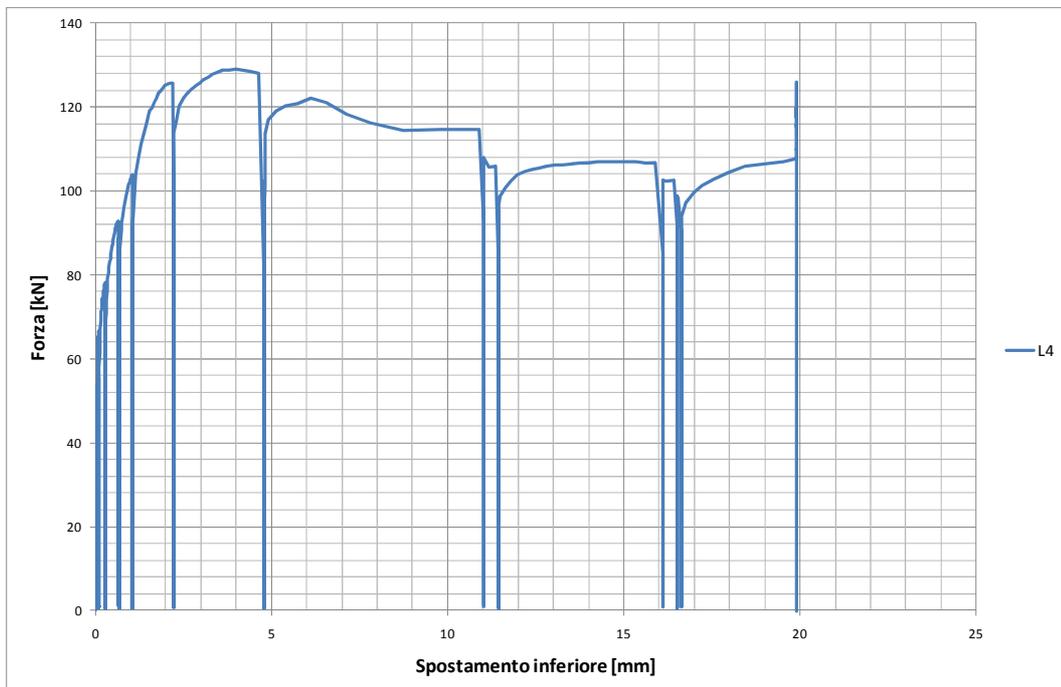


Figura 5.90 Grafico forza-spostamento inferiore.

Come è possibile notare dalla figura 5.89, per la curva forza-spostamento superiore medio è stato tracciato anche l'involuppo.

Analogamente a quanto accaduto per i campioni precedenti, la prova è stata arrestata a causa dello sfilamento del getto di EMACO dallo scatolare in acciaio mentre questo era ancora perfettamente inserito all'interno del plinto in calcestruzzo. La barra è rimasta solidale alla malta di inghisaggio. L'aderenza tra il getto di EMACO e la superficie interna dello scatolare è venuta meno in corrispondenza di una forza di trazione esercitata dal martinetto cavo pari a 128.9 kN a cui corrisponde una tensione tangenziale media $\tau_m = 1.1 \text{ MPa}$. Essendo la forza residua pari a 106.7 kN, tra la forza di picco e quella residua si è verificato un abbattimento circa pari al 17.2 %.

Nelle successive figure 5.91-5.99 sono stati riportati i grafici forza-spostamento superiore medio relativi ai singoli blocchi di cicli effettuati a differenti livelli di spostamento imposto.

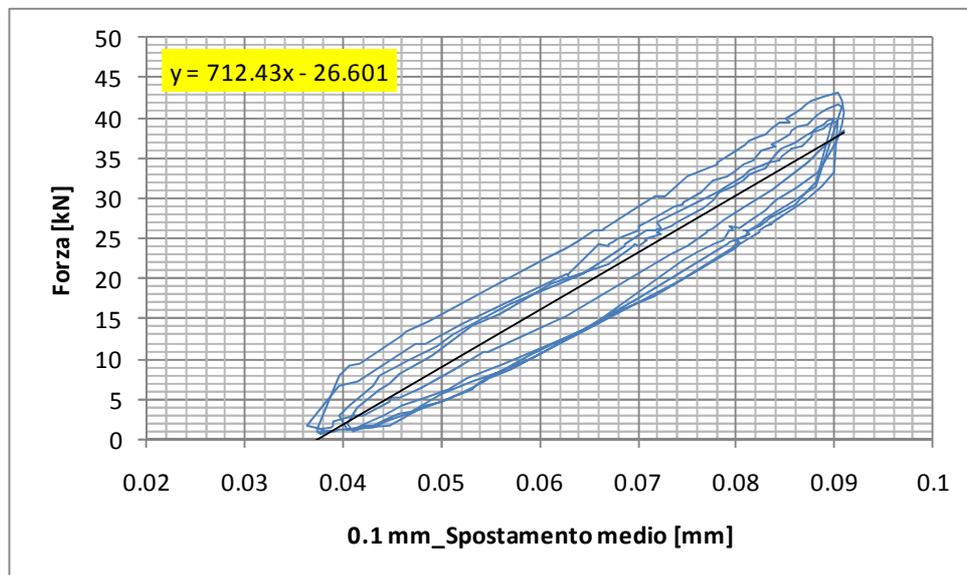


Figura 5.91 Grafico forza-spostamento medio per il primo blocco di cicli (0.1 mm).

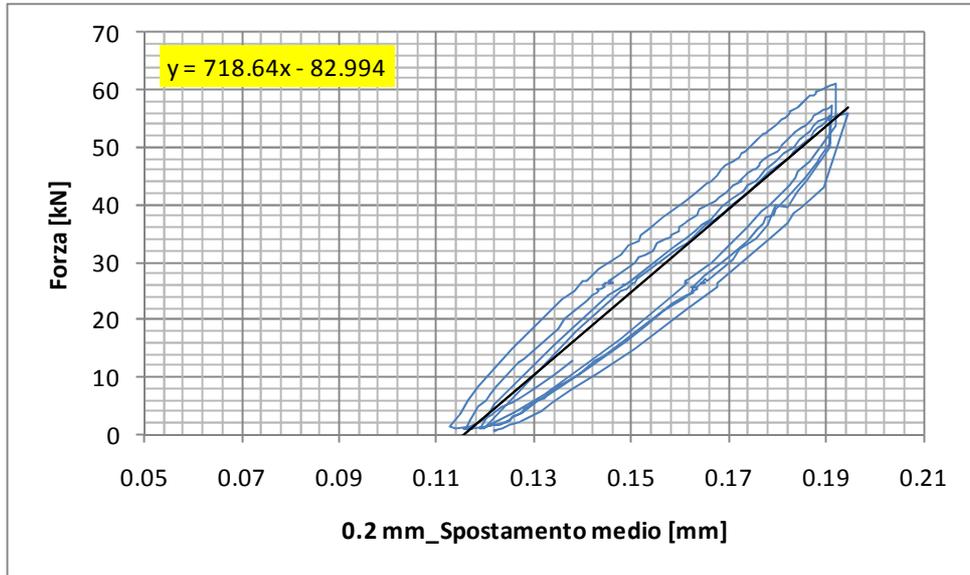


Figura 5.92 Grafico forza-spostamento medio per il secondo blocco di cicli (0.2 mm).

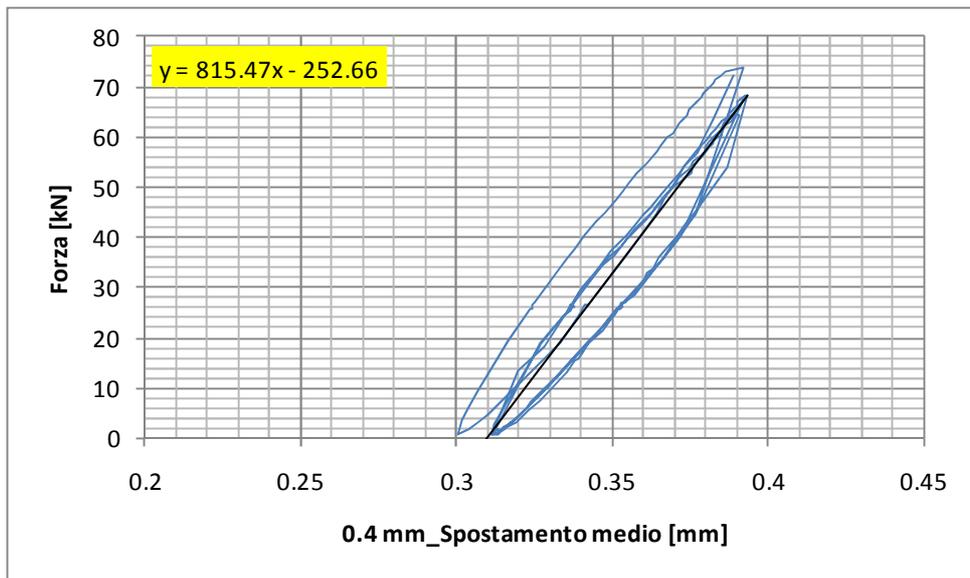


Figura 5.93 Grafico forza-spostamento medio per il terzo blocco di cicli (0.4 mm).

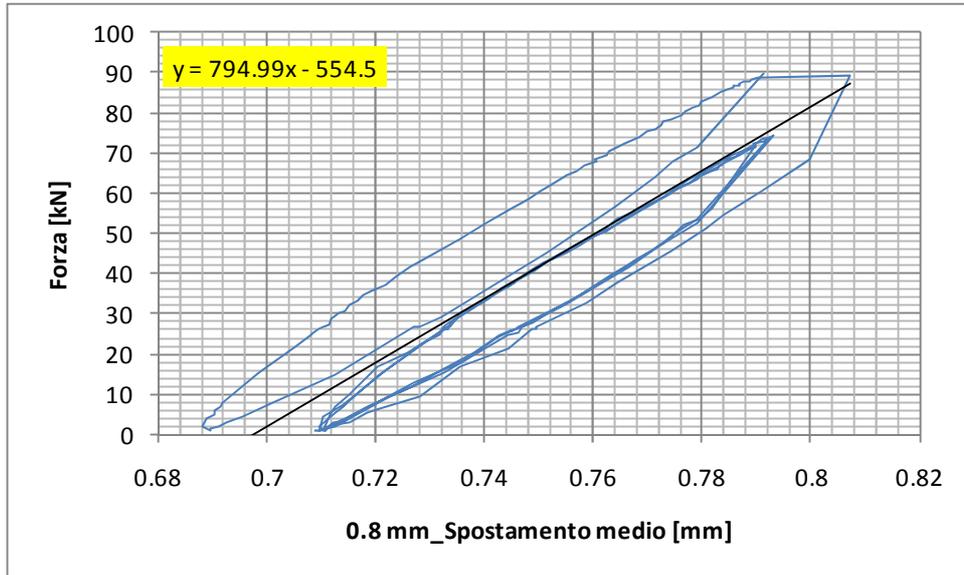


Figura 5.94 Grafico forza-spostamento medio per il quarto blocco di cicli (0.8 mm).

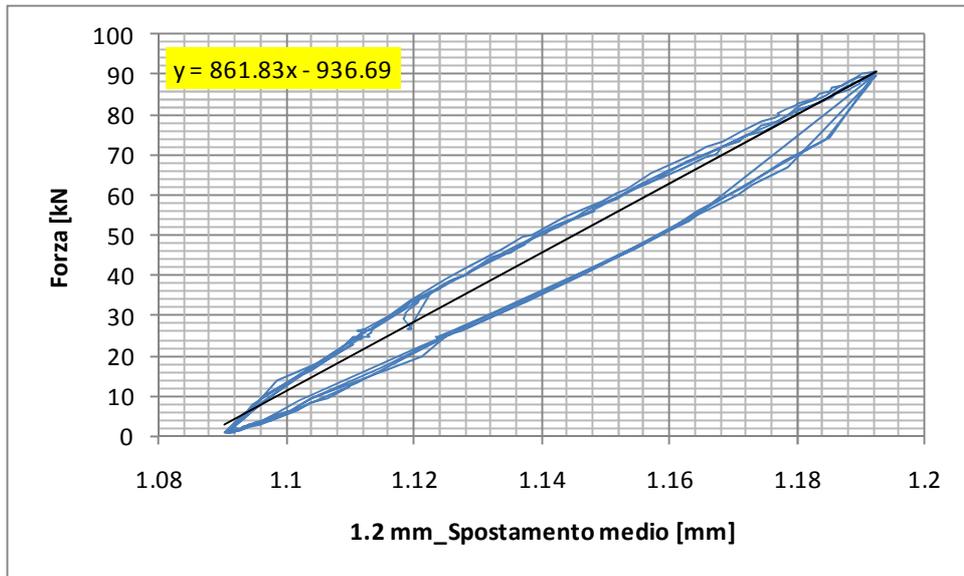


Figura 5.95 Grafico forza-spostamento medio per il quinto blocco di cicli (1.2 mm).

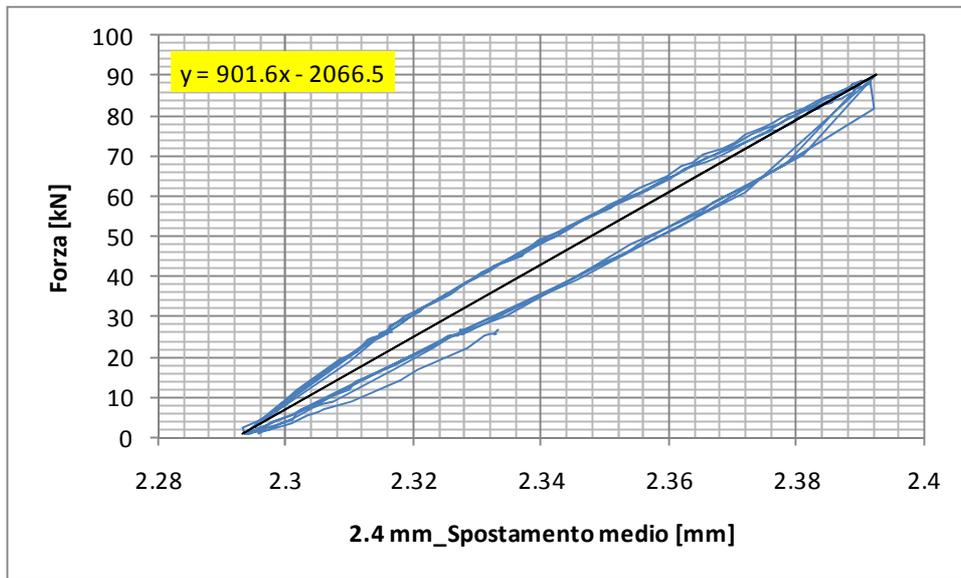


Figura 5.96 Grafico forza-spostamento medio per il sesto blocco di cicli (2.4 mm).

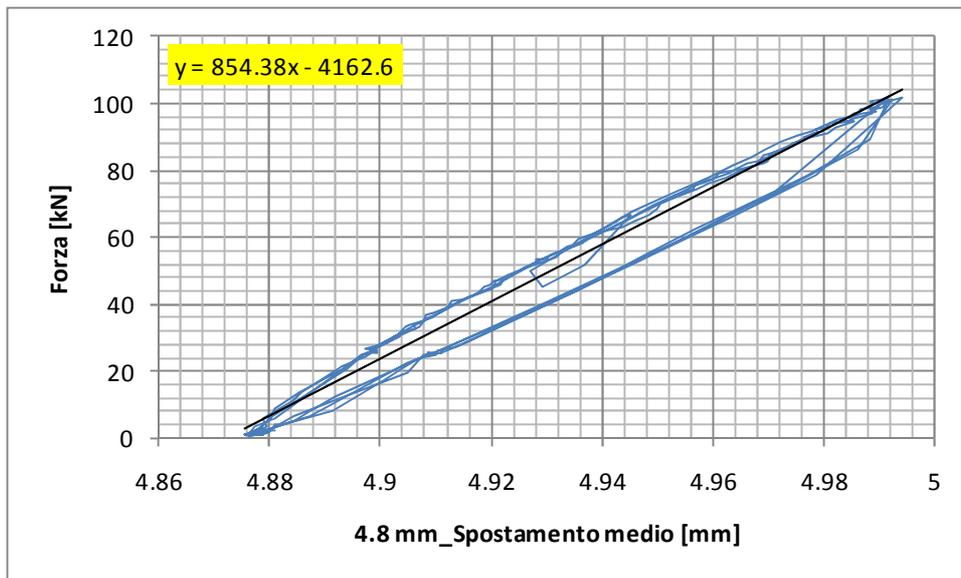


Figura 5.97 Grafico forza-spostamento medio per il settimo blocco di cicli (4.8 mm).

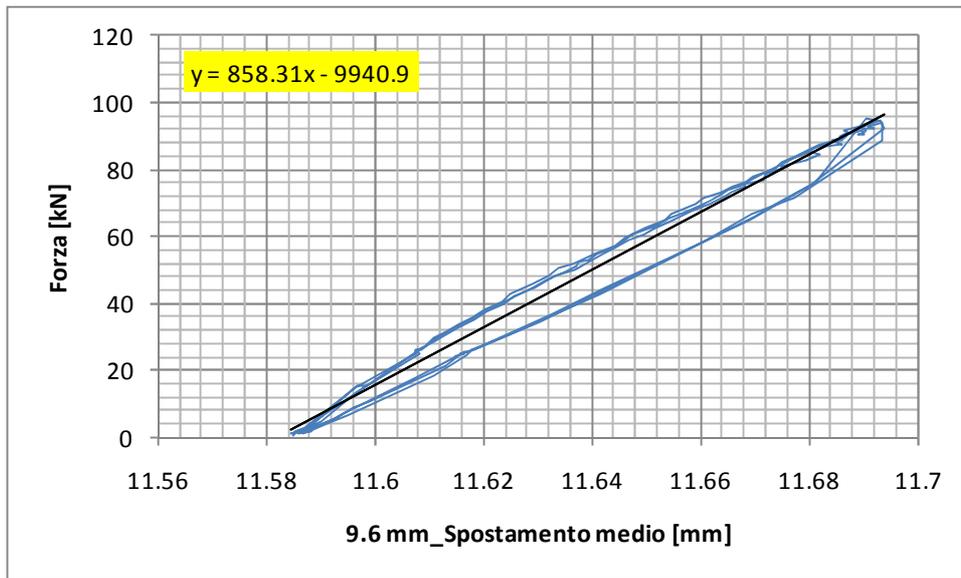


Figura 5.98 Grafico forza-spostamento medio per l'ottavo blocco di cicli (9.6 mm).

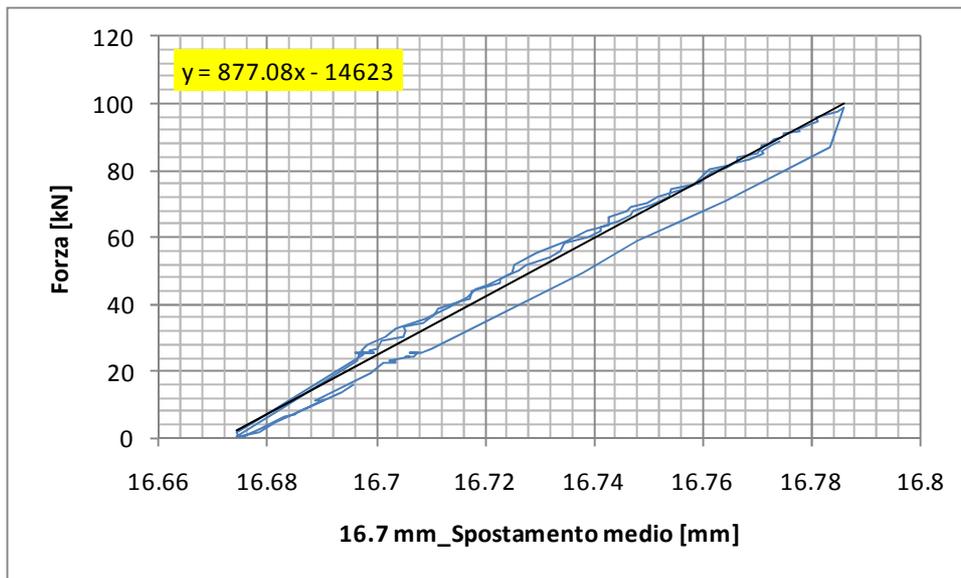


Figura 5.99 Grafico forza-spostamento medio per il nono blocco di cicli (16.4 mm).

A differenza dei campioni precedentemente testati, per i cicli caratterizzati dai valori di spostamento imposto più bassi (fino a 0.8 mm), è possibile notare un lieve calo di rigidità. In altre parole i rami di carico e quelli di scarico non sono più sovrapposti ma sono leggermente scostati tra di loro. Questo non è più vero per i cicli caratterizzati da degli spostamenti imposti maggiori. Si pensa che questo comportamento sia imputabile alle sollecitazioni orizzontali cicliche di alto livello applicate alla barra prima dell'estrazione ciclica. Confrontando invece i gruppi di cicli parallelamente, si osserva che non si sono manifestate perdite di rigidità tra un blocco l'altro in quanto le relative linee di tendenza presentano più o meno tutte la medesima pendenza.

In figura 5.100 è riportata una sequenza di immagini scattate durante la prove di estrazione ciclica.

In questo caso non si è proceduto all'estrazione completa della barra e del getto di EMACO in quanto ci si aspetta che quest'ultimo abbia subito come i campioni precedenti una frattura ad una profondità dall'estradosso del plinto circa pari a 35 cm.



Figura 5.100 Immagini scattate durante la prova di estrazione.

5.8 Campione 1D2

Il campione 1D2 è stato sottoposto prima a dei cicli di forza orizzontale di alto livello e poi ad una prova di estrazione ciclica. Le principali informazioni relative al campione in questione sono riportate in tabella 5.8 (i giorni di invecchiamento dell'EMACO e del calcestruzzo sono relativi alla data di esecuzione della prova di estrazione). Le grandezze d , h ed i sono riportate al capitolo 4 nelle figure 4.8 e 4.9 mentre k è riportata in figura 4.15.

1D2	
Lunghezza dello scatolare [mm]	410
d [mm]	310
h [mm]	25
i [mm]	45
k [mm]	65
Data di getto del cls	9/12/10
Data di inghisaggio della barra	11/1/11
Data di applicazione dei cicli di forza orizzontale	17/2/11
Data di esecuzione della prova di estrazione	18/2/11
Giorni di invecchiamento dell'EMACO	38
Giorni di invecchiamento del cls	71

Tabella 5.8 Informazioni relative al campione 1D2.

- APPLICAZIONE DEI CICLI DI FORZA ORIZZONTALE

In figura 5.101 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere caricato mediante i cicli di forza orizzontale di alto livello.

Sono stati applicati i seguenti gruppi di cicli:

- 5 cicli da 9 kN
- 5 cicli da 15 kN
- 5 cicli da 22.5 kN
- 5 cicli da 30 kN



Figura 5.101 Campione 1D2 pronto per l'applicazione dei cicli di forza orizzontale.

La prova è stata condotta in controllo di forza.

La pressione complessiva che è stata applicata ai due pistoni che mantengono il plinto spinto contro le due traverse gialle di contrasto è pari a 200 bar a cui corrisponde una forza di circa 88 kN. Al termine del primo ciclo da 30 kN la pressione, essendo calata, è stata riportata a 200 bar.

In figura 5.102 è stato riportato il grafico forza-spostamento relativo a tutti i gruppi di cicli applicati mentre nelle figure 5.103-5.106 sono riportati i grafici forza-spostamento relativi alle singole serie di cicli applicati.

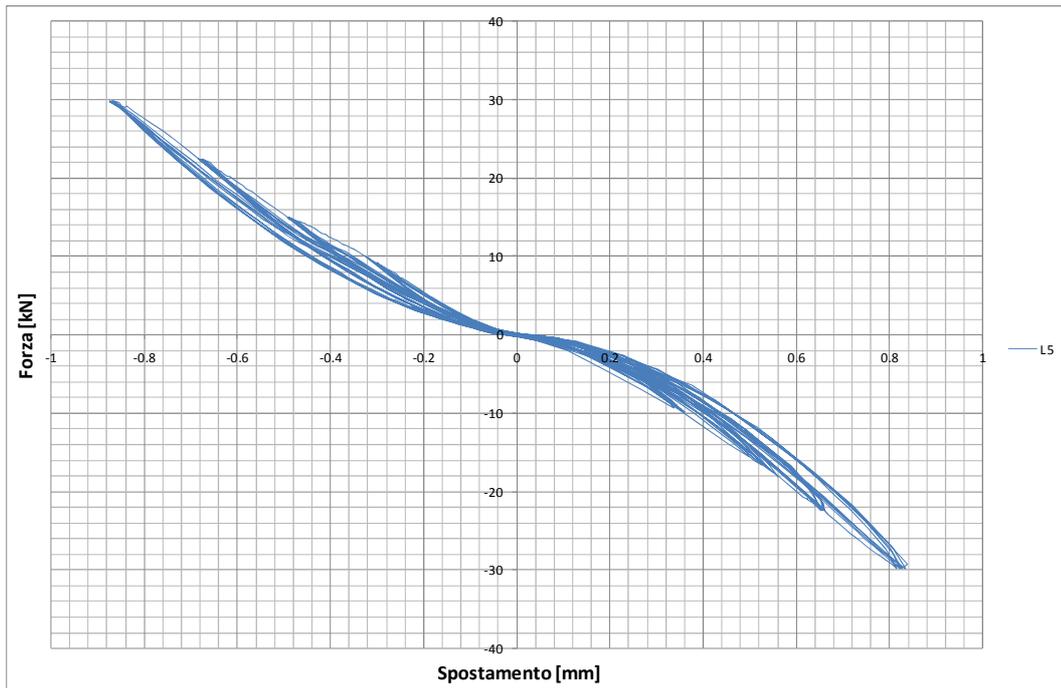


Figura 5.102 Grafico forza-spostamento relativo a tutti i gruppi di cicli applicati.

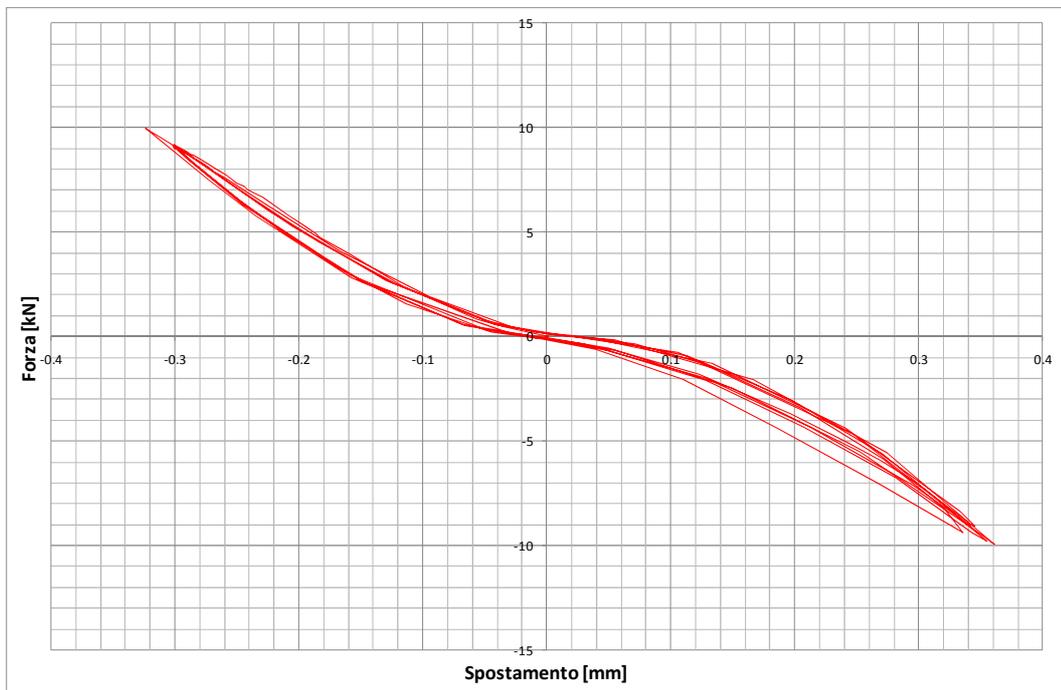


Figura 5.103 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 9 kN.

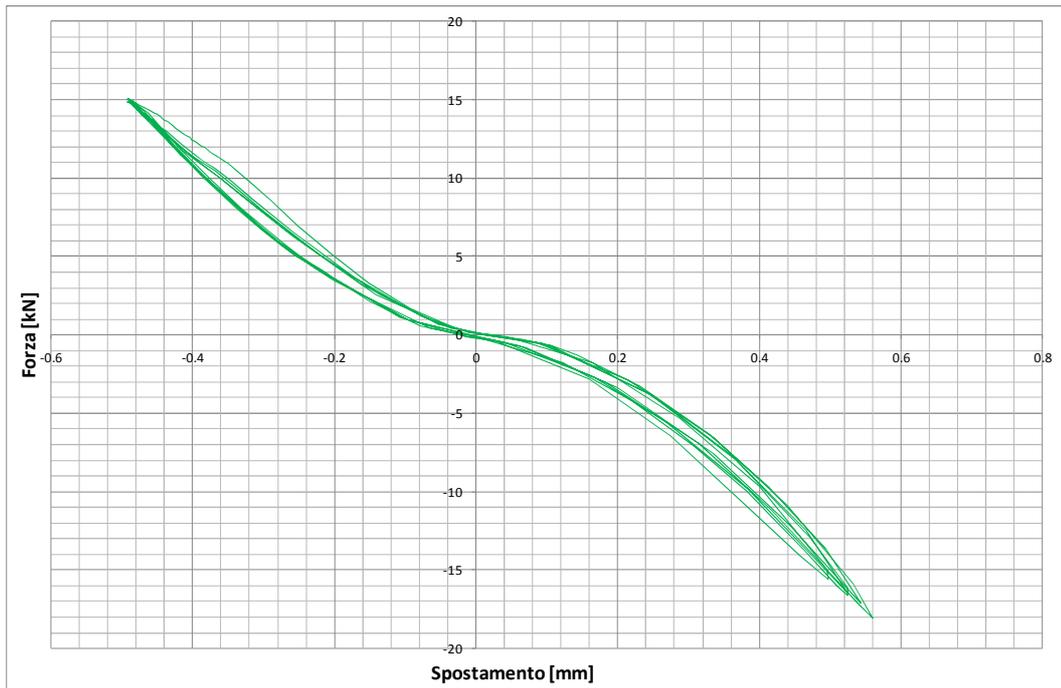


Figura 5.104 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 15 kN.

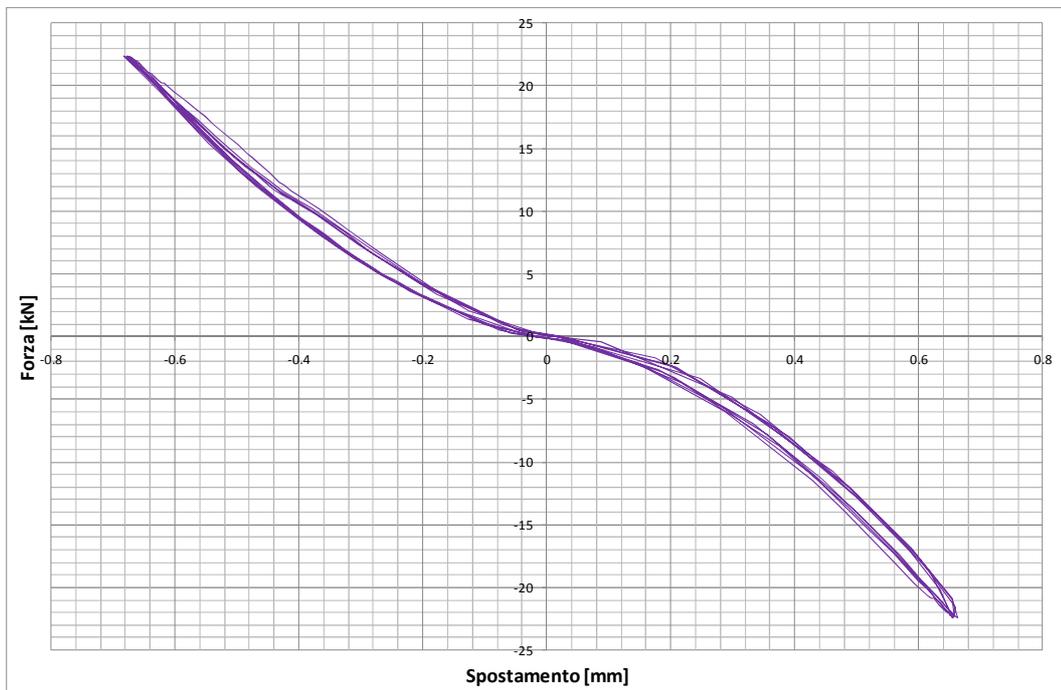


Figura 5.105 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 22.5 kN.

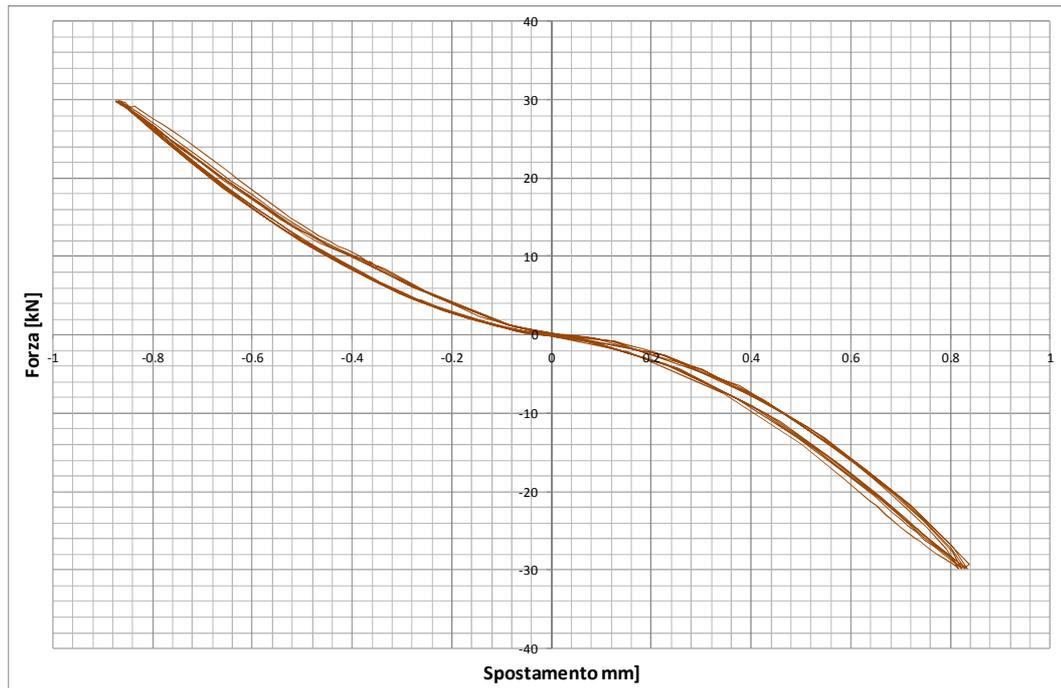


Figura 5.106 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 30 kN.

- PROVA DI ESTRAZIONE CICLICA

Anche in questo caso prima di iniziare la prova si è andati a misurare la distanza tra l'intradosso del plinto e la superficie inferiore del getto di EMACO al fine di verificare che la sua lunghezza fosse effettivamente di 40 cm.

In figura 5.107 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere testato.



Figura 5.107 Campione 1D2 pronto per la prova.

La prova di estrazione ciclica è avvenuta in controllo di spostamento.

Si è cercato di mantenere una velocità di carico costante pari a circa 1 min/ciclo (30 secondi per la fase di carico e 30 secondi per quella di scarico).

La prova è avvenuta secondo le seguenti fasi:

- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.1 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.4 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 1.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 2.4 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 4.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 9.6 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 16.4 mm;
- carico fino a rottura.

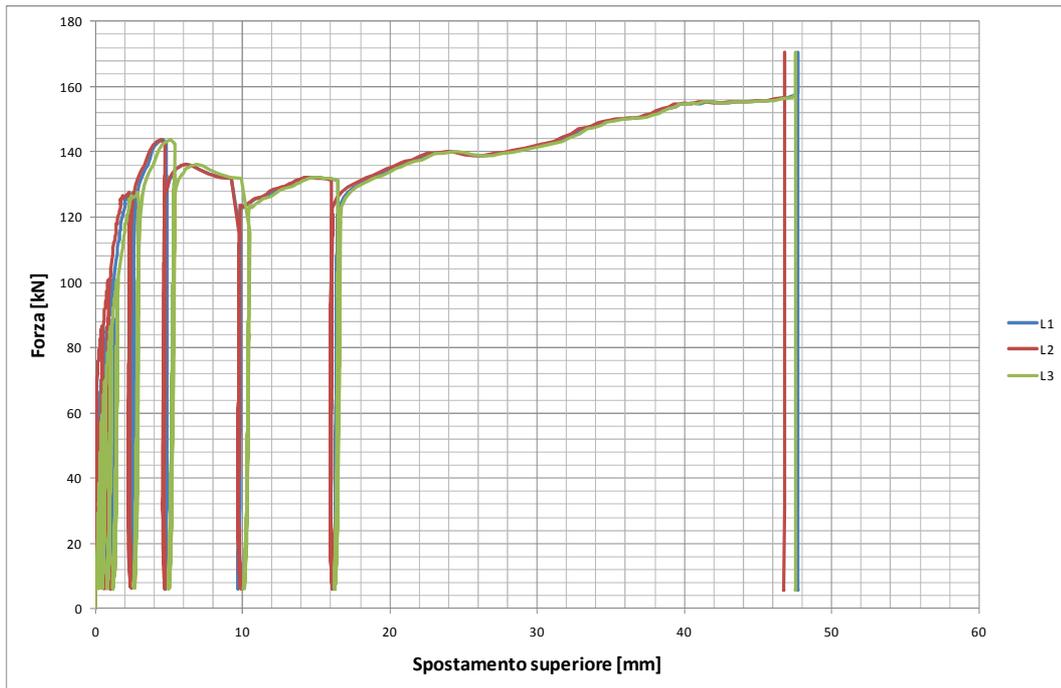


Figura 5.108 Grafico forza-spostamento superiore.

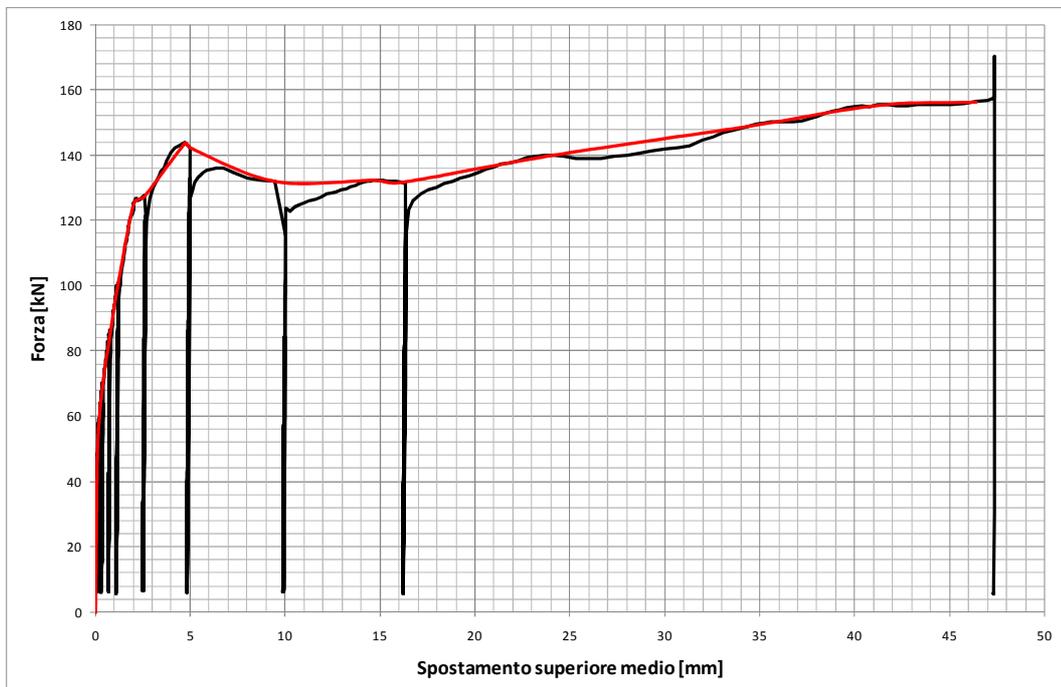


Figura 5.109 Grafico forza-spostamento superiore medio.

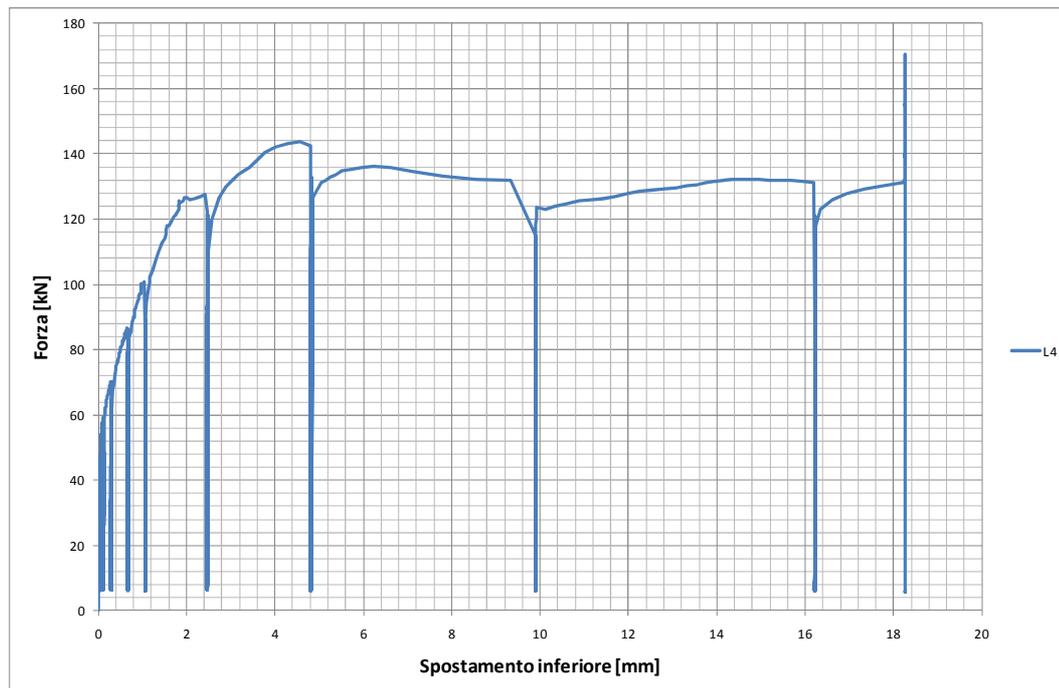


Figura 5.110 Grafico forza-spostamento inferiore.

Come è possibile notare dalla figura 5.109, per la curva forza-spostamento superiore medio è stato tracciato anche l'inviluppo.

Analogamente a quanto accaduto per i campioni precedenti, la prova è stata arrestata a causa dello sfilamento del getto di EMACO dallo scatolare in acciaio mentre questo era ancora perfettamente inserito all'interno del plinto in calcestruzzo. La barra è rimasta solidale alla malta di inghisaggio. L'aderenza tra il getto di EMACO e la superficie interna dello scatolare è venuta meno in corrispondenza di una forza di trazione esercitata dal martinetto cavo pari a 143.8 kN a cui corrisponde una tensione tangenziale media $\tau_m = 1.25 \text{ MPa}$. Essendo la forza residua pari a 132 kN, tra la forza di picco e quella residua si è verificato un abbattimento circa pari al 8.2 %.

Nelle successive figure 5.111-5.119 sono stati riportati i grafici forza-spostamento superiore medio relativi ai singoli blocchi di cicli effettuati a differenti livelli di spostamento imposto.

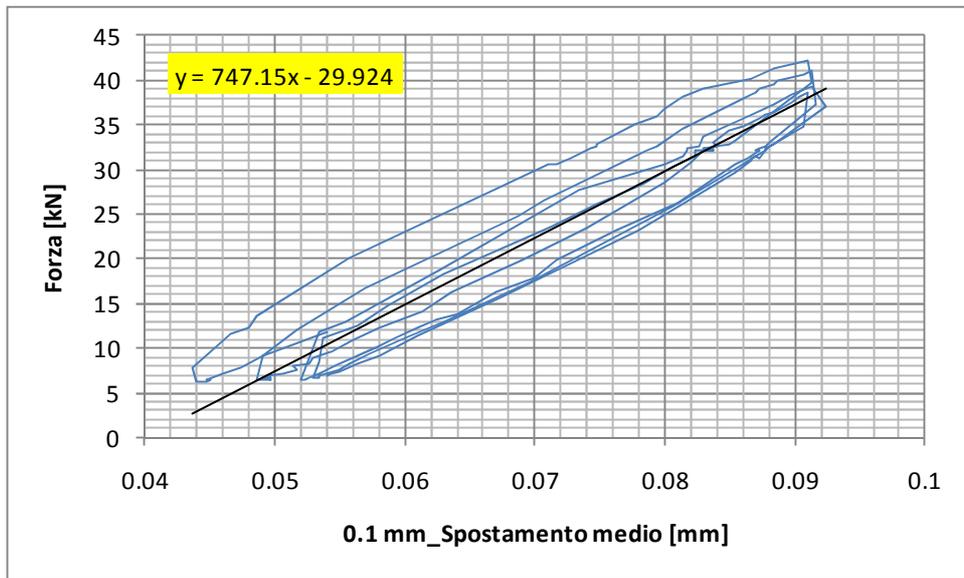


Figura 5.111 Grafico forza-spostamento medio per il primo blocco di cicli (0.1 mm).

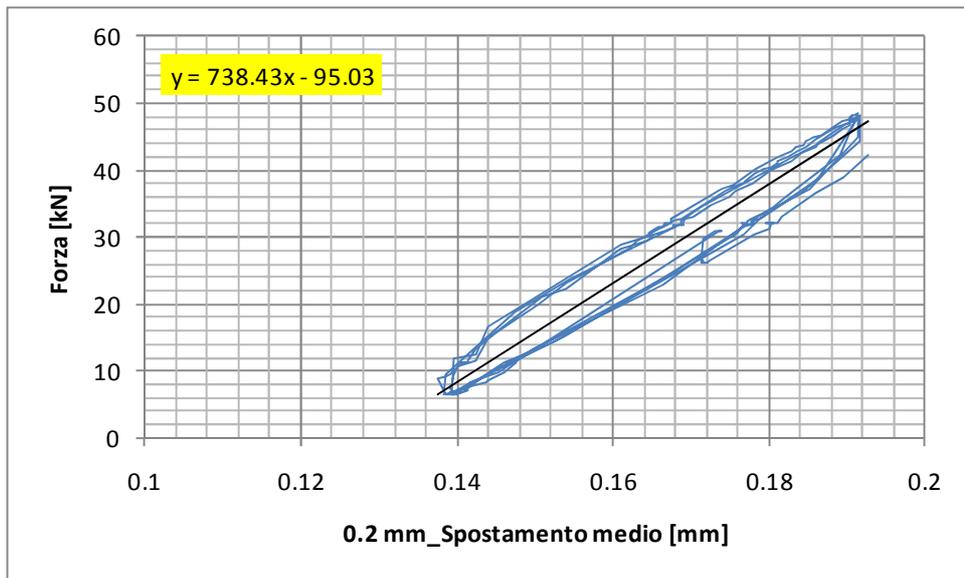


Figura 5.112 Grafico forza-spostamento medio per il secondo blocco di cicli (0.2 mm).

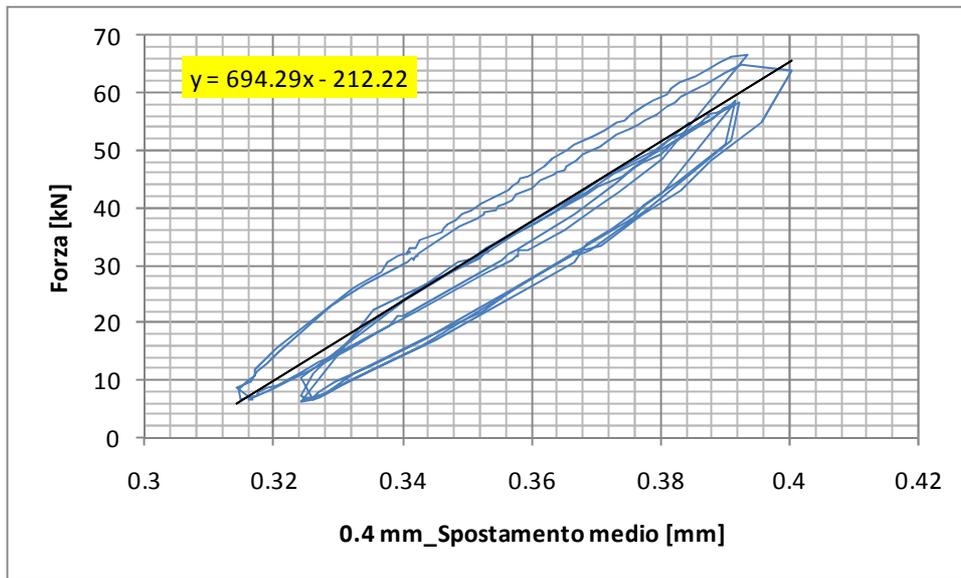


Figura 5.113 Grafico forza-spostamento medio per il terzo blocco di cicli (0.4 mm).

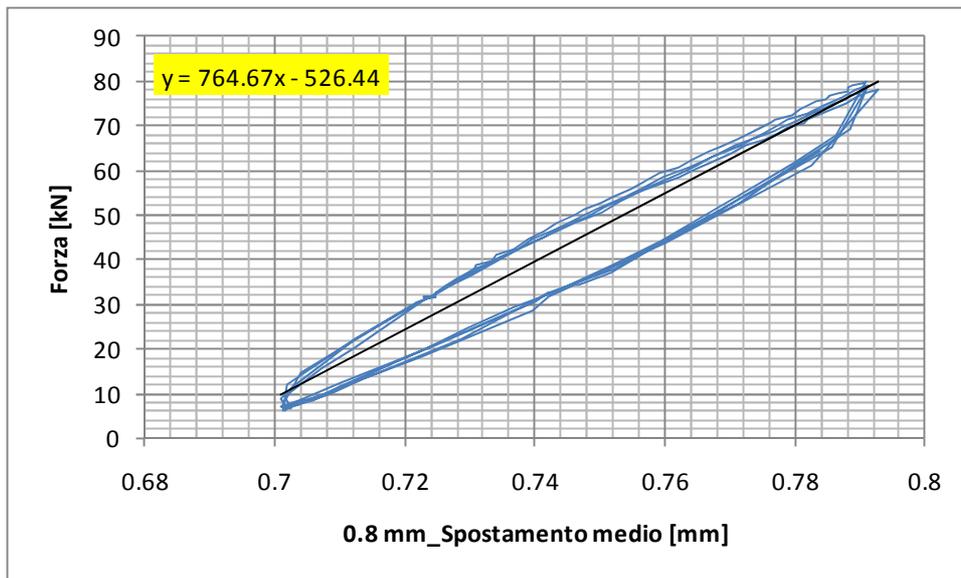


Figura 5.114 Grafico forza-spostamento medio per il quarto blocco di cicli (0.8 mm).

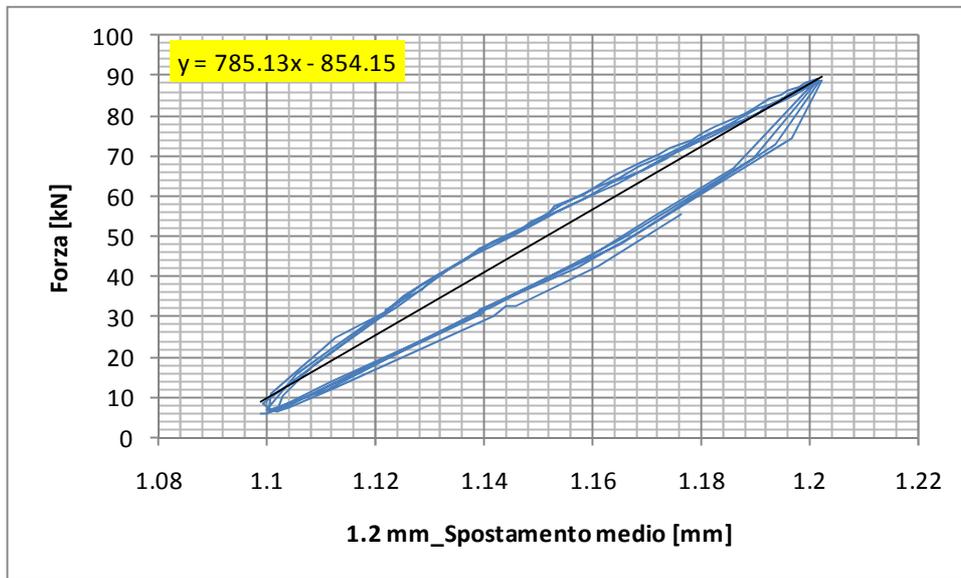


Figura 5.115 Grafico forza-spostamento medio per il quinto blocco di cicli (1.2 mm).

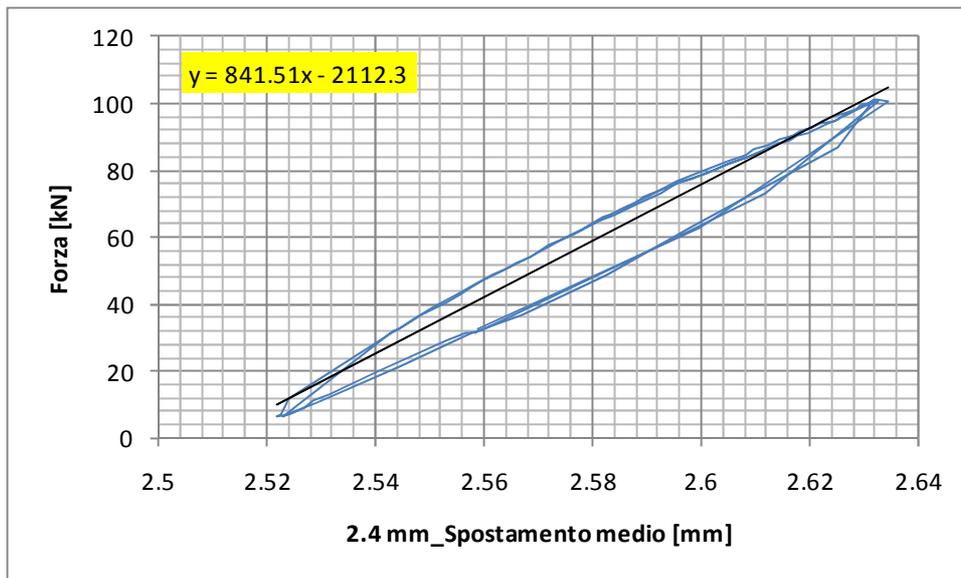


Figura 5.116 Grafico forza-spostamento medio per il sesto blocco di cicli (2.4 mm).

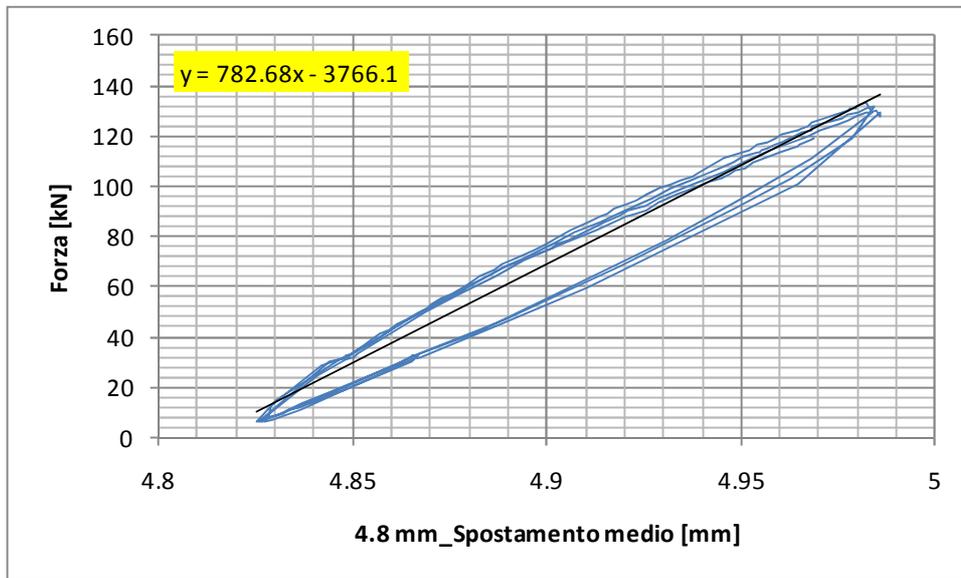


Figura 5.117 Grafico forza-spostamento medio per il settimo blocco di cicli (4.8 mm).

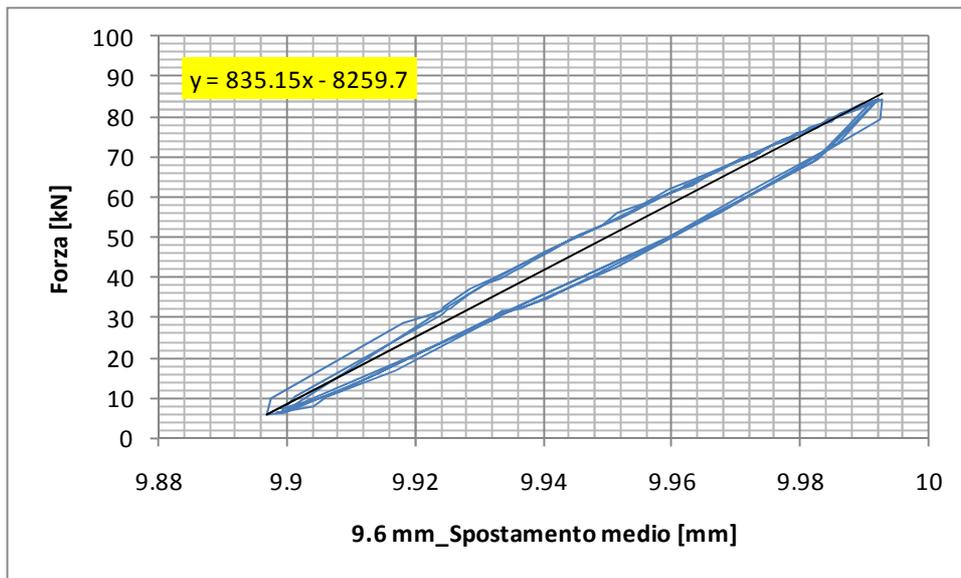


Figura 5.118 Grafico forza-spostamento medio per l'ottavo blocco di cicli (9.6 mm).

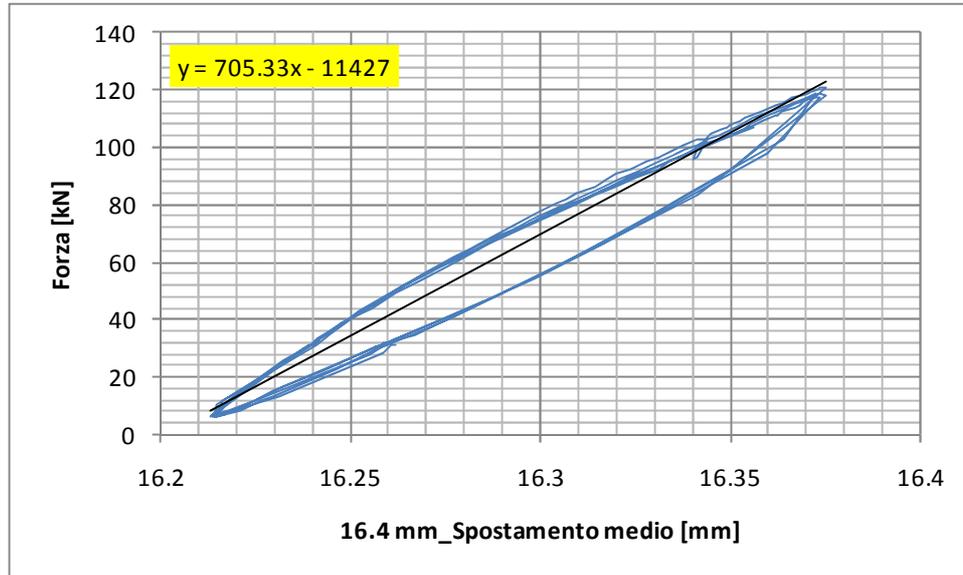


Figura 5.119 Grafico forza-spostamento medio per il nono blocco di cicli (16.4 mm).

Come per il precedente campione 1D1 per i cicli caratterizzati dai valori di spostamento imposto più bassi (fino a 0.8 mm), è possibile notare un lieve calo di rigidità. In altre parole i rami di carico e quelli di scarico non sono più sovrapposti ma sono leggermente scostati tra di loro. Questo non è più vero per i cicli caratterizzati da degli spostamenti imposti maggiori. Si pensa che questo comportamento sia imputabile alle sollecitazioni orizzontali cicliche di alto livello applicate alla barra prima dell'estrazione ciclica. Confrontando invece i gruppi di cicli parallelamente, si osserva che non si sono manifestate perdite di rigidità tra un blocco l'altro in quanto le relative linee di tendenza presentano più o meno tutte la medesima pendenza.

In figura 5.120 è riportata una sequenza di immagini scattate durante la prove di estrazione ciclica.

In questo caso non si è proceduto all'estrazione completa della barra e del getto di EMACO in quanto ci si aspetta che quest'ultimo abbia subito come i campioni precedenti una frattura ad una profondità dall'estradosso del plinto pari a circa 35 cm.



Figura 5.120 Immagini scattate durante la prova di estrazione.

5.9 Campione 1E1

Il campione 1E1 è stato sottoposto prima a dei cicli di forza orizzontale di alto livello e poi ad una prova di estrazione monotona. Le principali informazioni relative al campione in questione sono riportate in tabella 5.9 (i giorni di invecchiamento dell'EMACO e del calcestruzzo sono relativi alla data di esecuzione della prova di estrazione). Le grandezze d, h ed i sono riportate al capitolo 4 nelle figure 4.8 e 4.9 mentre k è riportata in figura 4.15.

1E1	
Lunghezza dello scatolare [mm]	410
d [mm]	310
h [mm]	25
i [mm]	45
k [mm]	66
Data di getto del cls	10/12/10
Data di inghisaggio della barra	11/1/11
Data di applicazione dei cicli di forza orizzontale	10/2/11
Data di esecuzione della prova di estrazione	10/2/11
Giorni di invecchiamento dell'EMACO	30
Giorni di invecchiamento del cls	62

Tabella 5.9 Informazioni relative al campione 1E1.

- APPLICAZIONE DEI CICLI DI FORZA ORIZZONTALE

In figura 5.121 è riportata un'immagine del campione strumentato durante l'applicazione dei cicli di forza orizzontale di alto livello.

Sono stati applicati i seguenti gruppi di cicli:

- 5 cicli da 9 kN
- 5 cicli da 15 kN
- 5 cicli da 22.5 kN
- 5 cicli da 30 kN



Figura 5.121 Campione 1E1 durante l'applicazione dei cicli di forza orizzontale.

La prova è stata condotta in controllo di forza.

La pressione complessiva che è stata applicata ai due pistoni che mantengono il plinto spinto contro le due traverse gialle di contrasto è pari a 150 bar a cui corrisponde una forza di circa 66 kN.

Al termine del secondo ciclo da 15 kN la prova è stata interrotta. La vite dotata di snodo sferico, collegata alla cella di carico, che consente l'applicazione della forza orizzontale, non era stata montata in posizione centrale rispetto al perno. La forza orizzontale applicata alla barra risultava quindi essere eccentrica rispetto a quest'ultima e questo ha comportato una rotazione di tutto il sistema utilizzato per l'applicazione della forza orizzontale. Dopo aver interrotto la prova, il plinto è stato leggermente spostato in modo tale che l'elemento d'acciaio e la vite dotata di snodo sferico potessero essere rimontati in modo corretto. Inoltre le

intercapedini presente tra la barra e i le pareti dell'elemento d'acciaio sono state spessorate mediante dei fogli di carta di Spagna (figura 5.122).

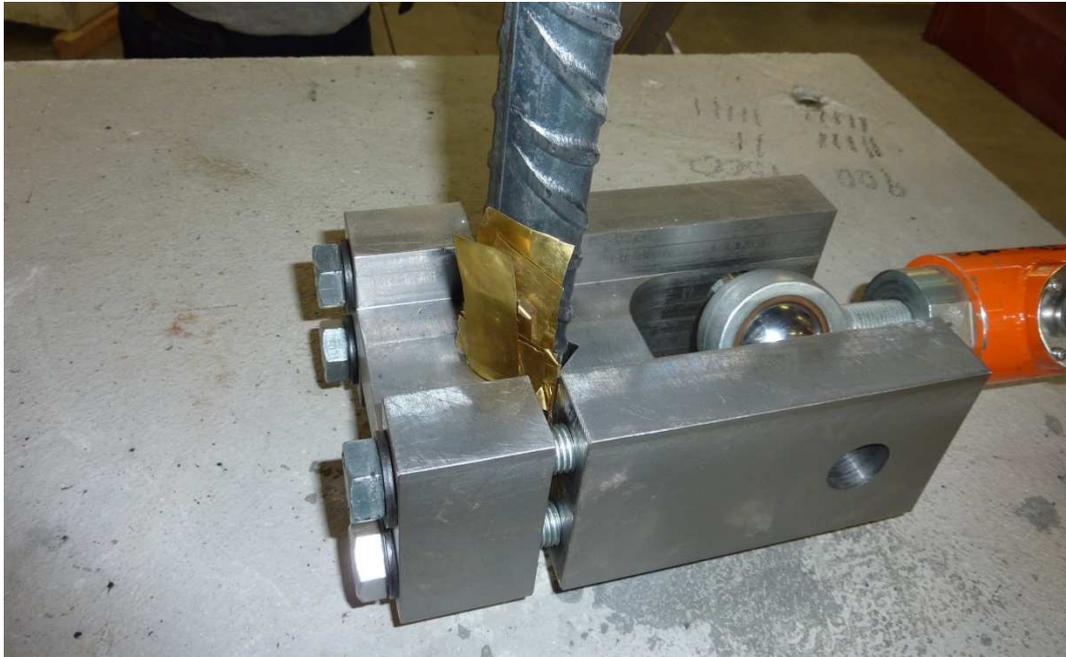


Figura 5.122 Carta di Spagna utilizzata per spessorare lo spazio vuoto tra la barra e le pareti dell'elemento in acciaio.

La prova, dopo essere stata interrotta, è stata ripresa dall'inizio.

In figura 5.123 è stato riportato il grafico forza-spostamento relativo a tutti i gruppi di cicli applicati mentre nelle figure 5.124-5.127 sono riportati i grafici forza-spostamento relativi alle singole serie di cicli applicati.

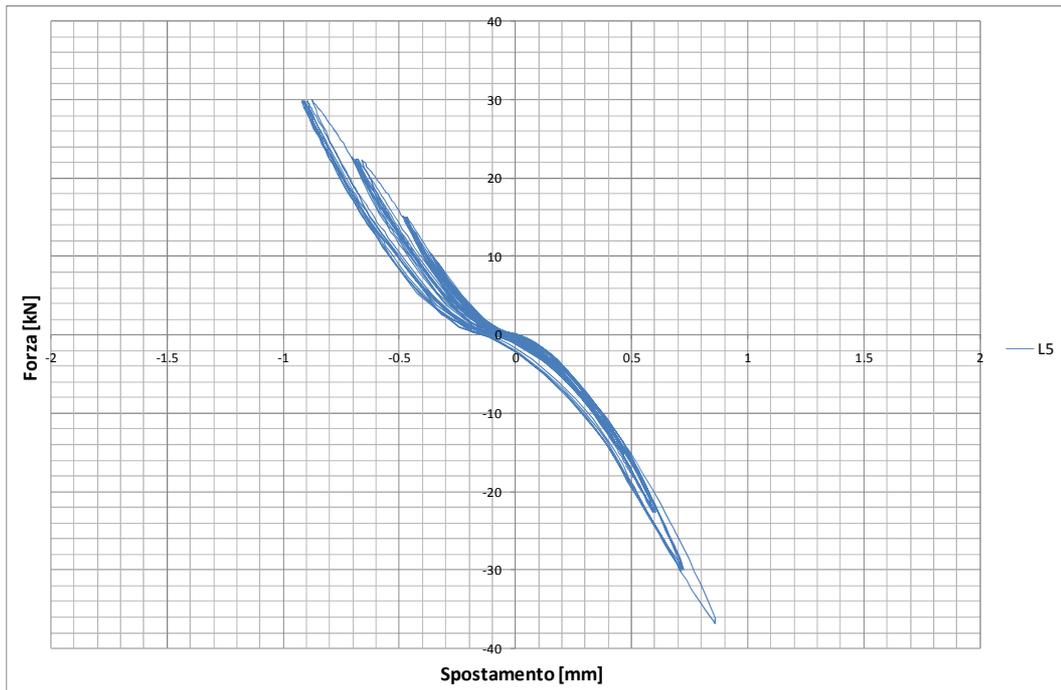


Figura 5.123 Grafico forza-spostamento relativo a tutti i gruppi di cicli applicati.

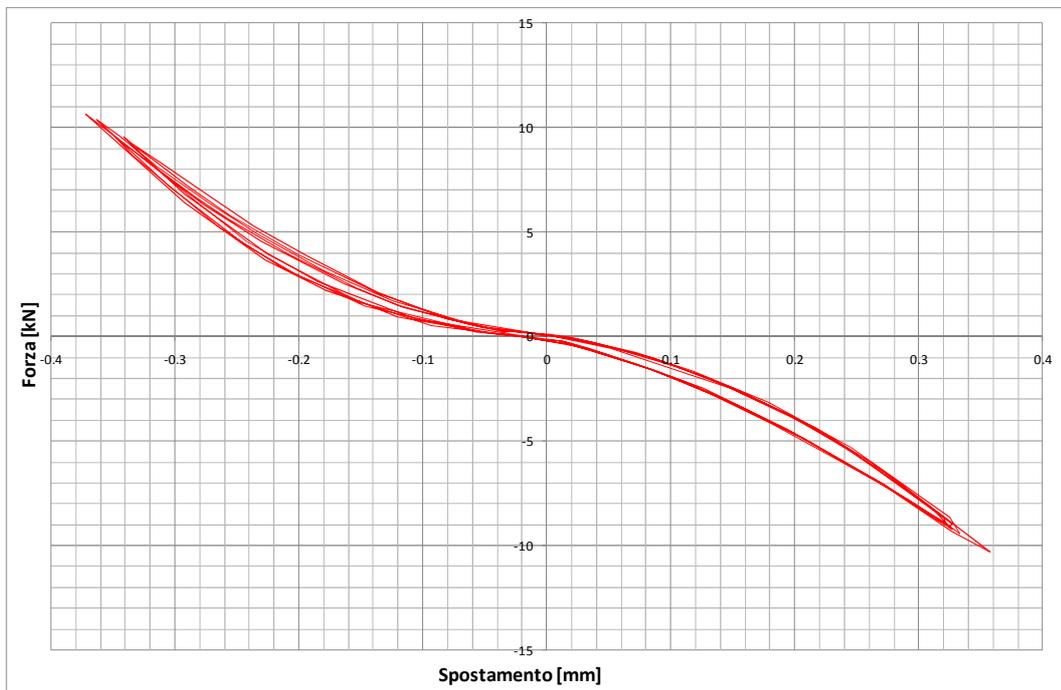


Figura 5.124 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 9 kN.

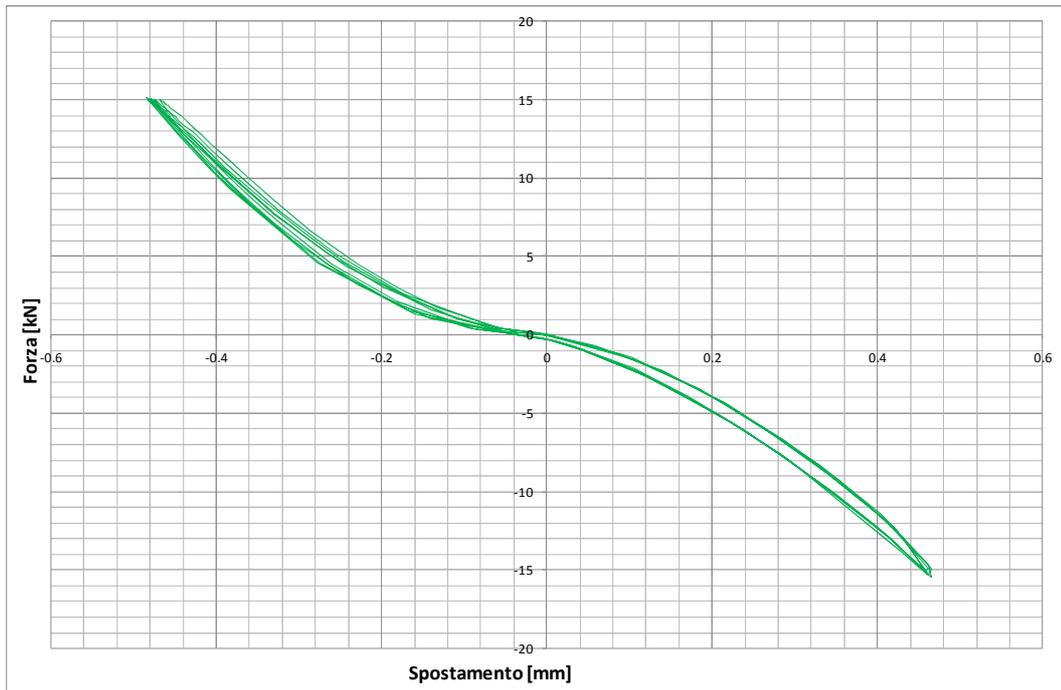


Figura 5.125 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 15 kN.

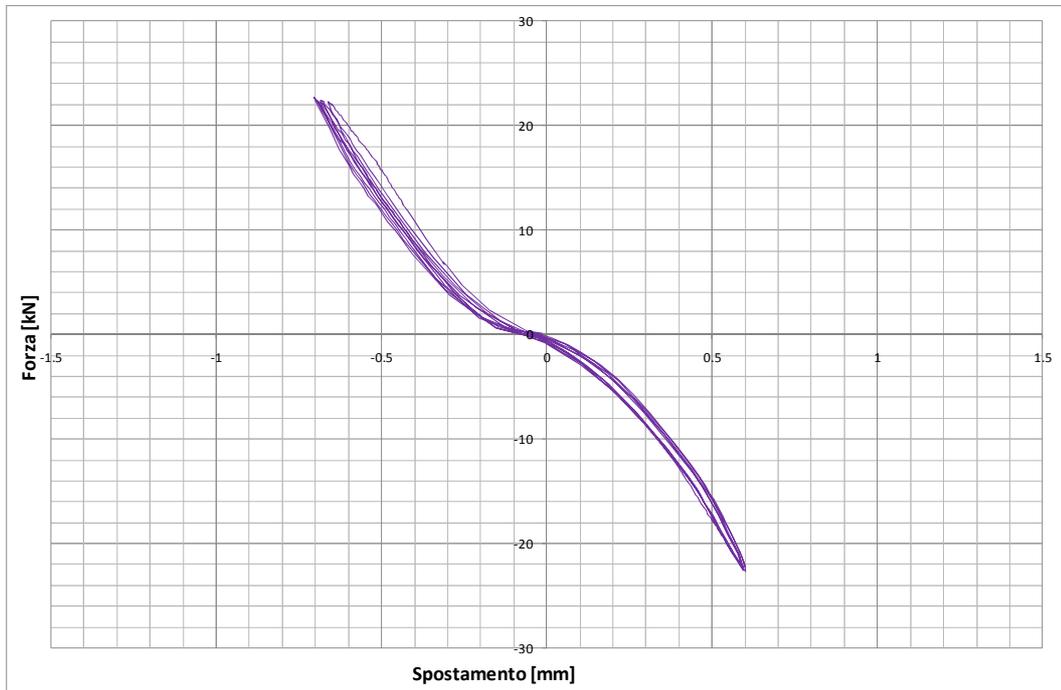


Figura 5.126 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 22.50 kN.

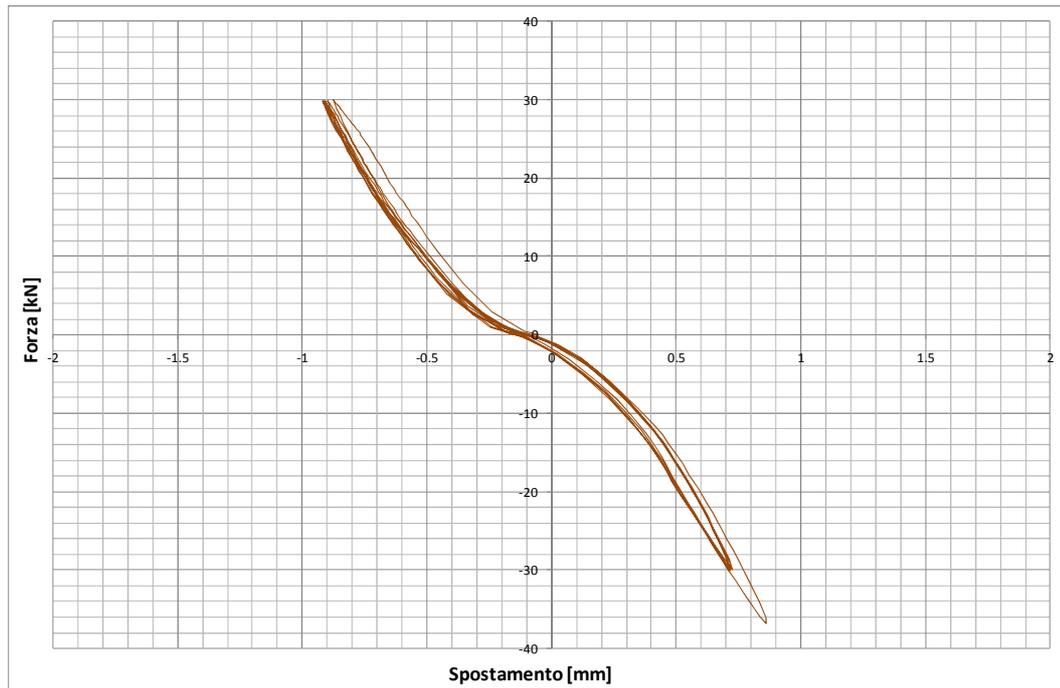


Figura 5.127 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 30 kN.

A differenza di tutti gli altri campioni che sono stati sottoposti a vari cicli di forza orizzontale, il campione 1E1 al termine di questa prima fase, ha mostrato la presenza di diverse fessure tra lo scatolare in acciaio e il getto di EMACO. Le fessure in questione sono riportate in figura 5.128.



Figura 5.128 Fessure tra lo scatolare in acciaio e il getto di EMACO formatesi durante l'applicazione dei vari cicli di forza orizzontale.

- PROVA DI ESTRAZIONE MONOTONA

Anche in questo caso prima di iniziare la prova si è andati a misurare la distanza tra l'intradosso del plinto e la superficie inferiore del getto di EMACO al fine di verificare che la sua lunghezza fosse effettivamente di 40 cm.

In figura 5.129 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere testato.



Figura 5.129 Campione 1E1 pronto per la prova.

La prova di estrazione monotona in questione è stata condotta secondo le seguenti fasi:

1. ciclo di carico di assestamento fino al raggiungimento di una forza di trazione sulla barra pari a 30 kN;
2. scarico;
3. ricarico fino a rottura.

In figura 5.130, 5.131 e 5.132 sono riportati rispettivamente i grafici forza-spostamento superiore, forza-spostamento superiore medio e forza-spostamento inferiore.

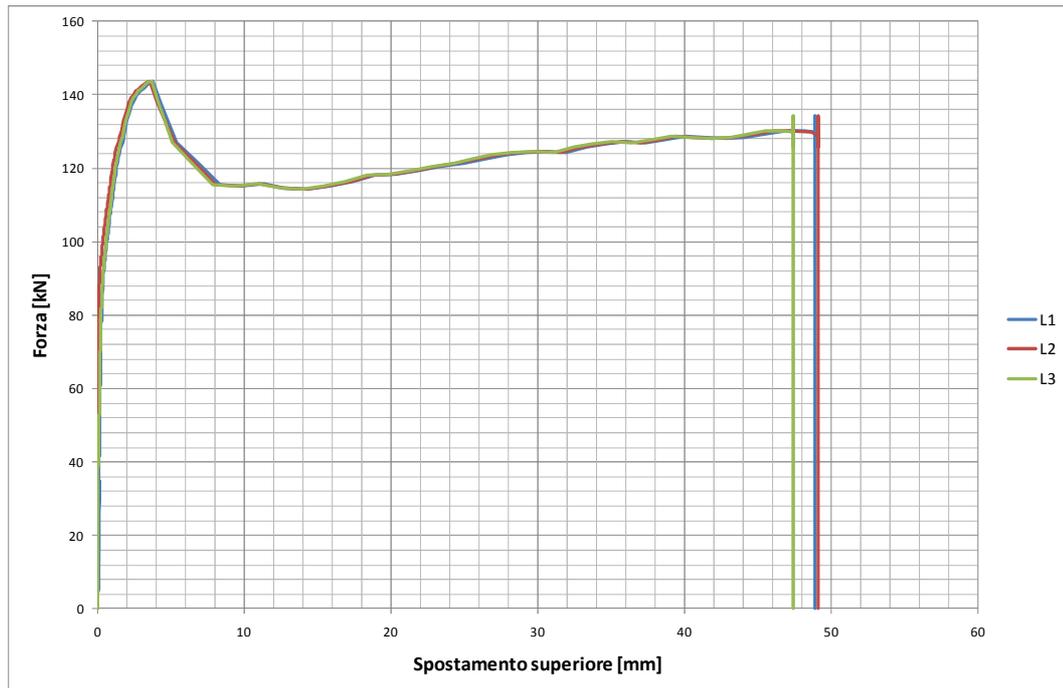


Figura 5.130 Grafico forza-spostamento superiore.

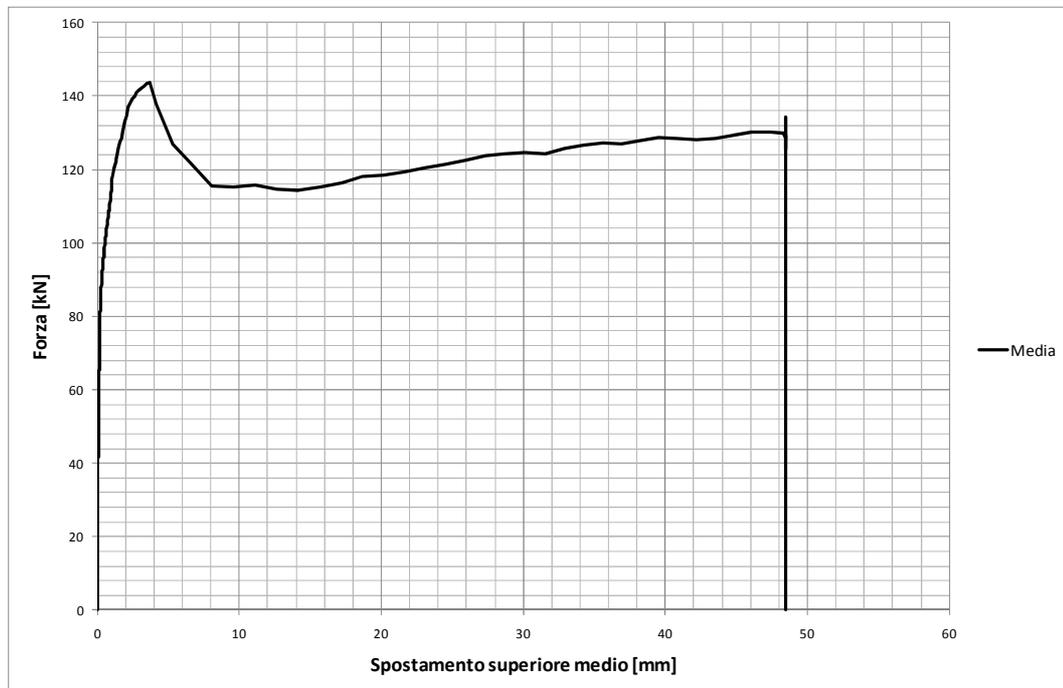


Figura 5.131 Grafico forza-spostamento superiore medio.

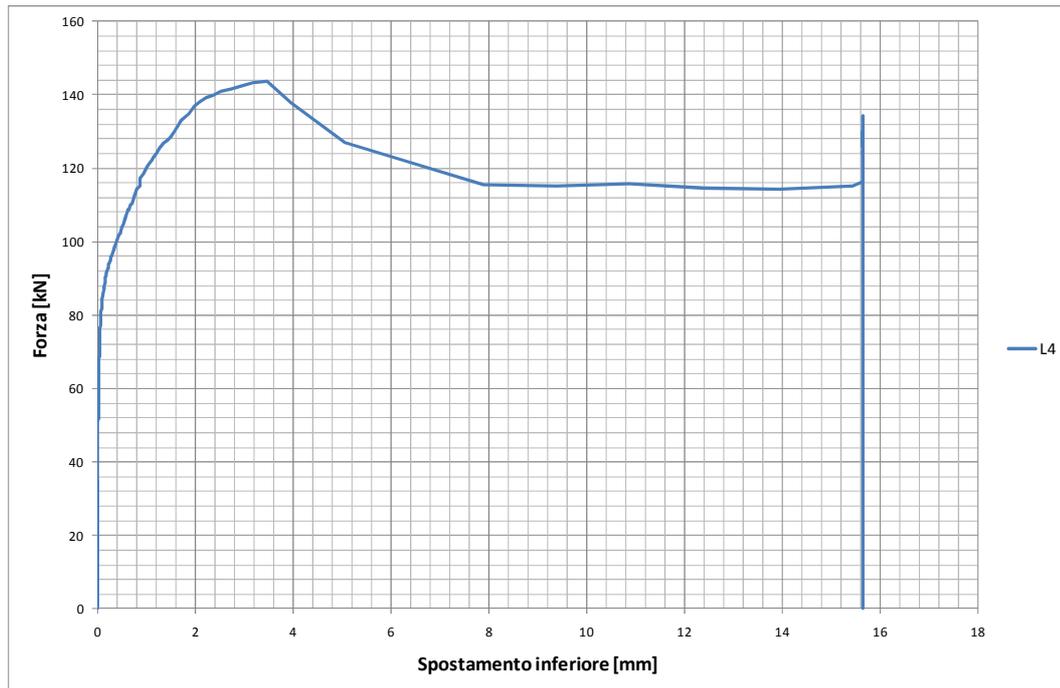


Figura 5.132 Grafico forza-spostamento inferiore.

Analogamente a quanto accaduto per i campioni precedenti, la prova è stata arrestata a causa dello sfilamento del getto di EMACO dallo scatolare in acciaio mentre questo era ancora perfettamente inserito all'interno del plinto in calcestruzzo. La barra è rimasta solidale alla malta di inghisaggio. L'aderenza tra il getto di EMACO e la superficie interna dello scatolare è venuta meno in corrispondenza di una forza di trazione esercitata dal martinetto cavo pari a 143.8 kN a cui corrisponde una tensione tangenziale media $\tau_m = 1.2 \text{ MPa}$. Essendo la forza residua pari a 118 kN, tra la forza di picco e quella residua si è verificato un abbattimento circa pari al 20 %.

In figura 5.133 è riportata una sequenza di immagini scattate durante la prova di estrazione monotona.

In questo caso non si è proceduto all'estrazione completa della barra e del getto di EMACO in quanto ci si aspetta che quest'ultimo abbia subito come i campioni precedenti una frattura ad una profondità dall'estradosso del plinto circa pari a 35 cm.

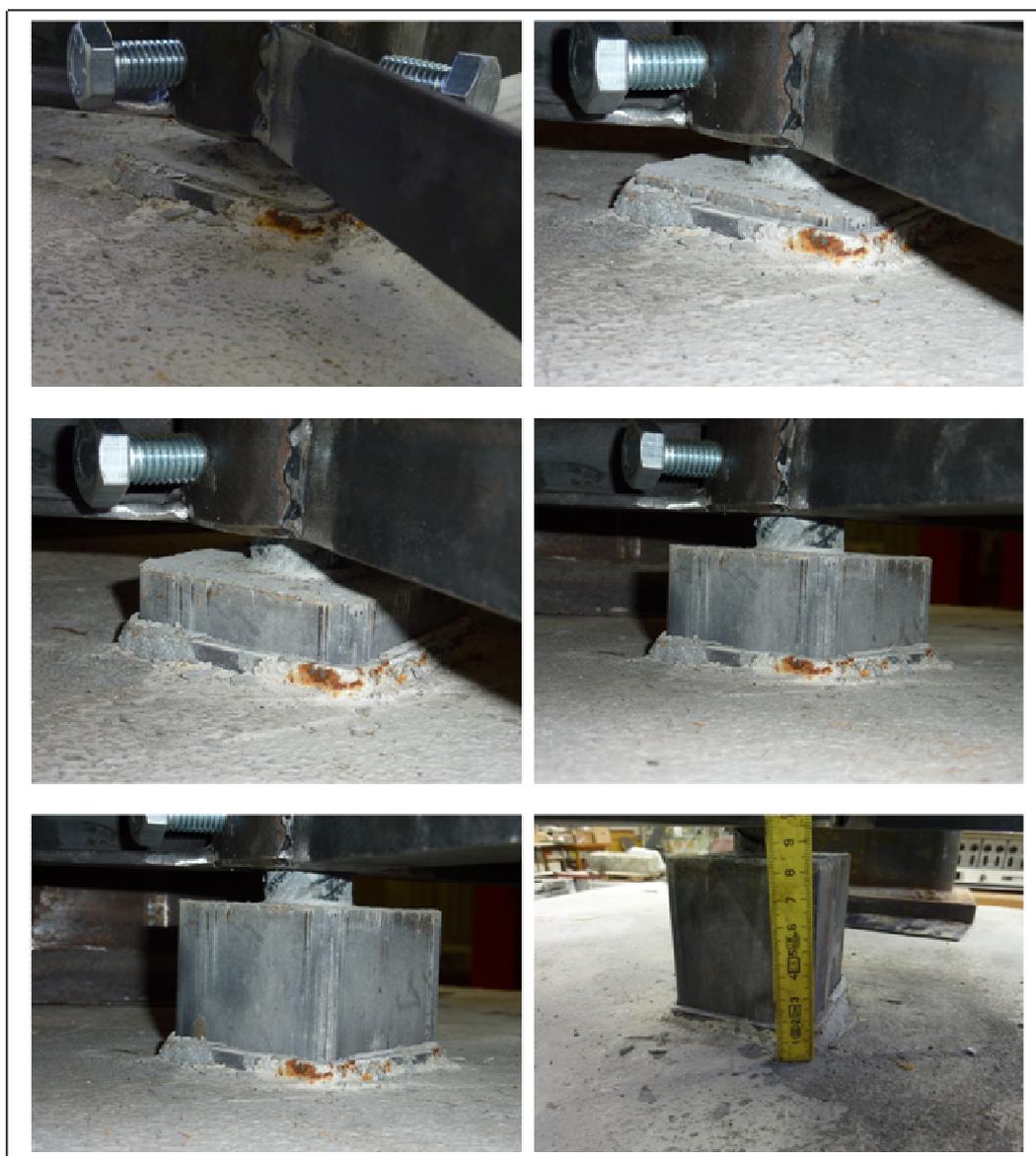


Figura 5.132 Sequenza di immagini scattate durante la prova.

5.10 Campione 2A1

Il campione 2A1 è stato sottoposto ad una prova di estrazione monotona semplice. Le principali informazioni relative al campione in questione sono riportate in tabella 5.10 (le grandezze d , h ed i sono riportate al capitolo 4 nelle figure 4.8 e 4.9. In figura 5.133 è invece riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere testato.

2A1	
Lunghezza dello scatolare [mm]	310
d [mm]	310
h [mm]	25
i [mm]	45
Data di getto del cls	13/12/10
Data di inghisaggio della barra	11/1/11
Data di esecuzione della prova	10/2/11
Giorni di invecchiamento dell'EMACO	30
Giorni di invecchiamento del cls	59

Tabella 5.10 Informazioni relative al campione 2A1.



Figura 5.133 Campione 2A1 pronto per la prova.

La prova di estrazione monotona in questione è stata condotta secondo le seguenti fasi:

1. ciclo di carico di assestamento fino al raggiungimento di una forza di trazione sulla barra pari a 30 kN;
2. scarico;
3. ricarico fino a rottura.

Anche in questo caso, prima di iniziare la prova si è andati a misurare la distanza tra l'intradosso del plinto e la superficie inferiore del getto di EMACO al fine di verificare che la sua lunghezza fosse effettivamente di 30 cm.

In figura 5.134, 5.135 e 5.136 sono riportati rispettivamente i grafici forza-spostamento superiore, forza-spostamento superiore medio e forza-spostamento inferiore.

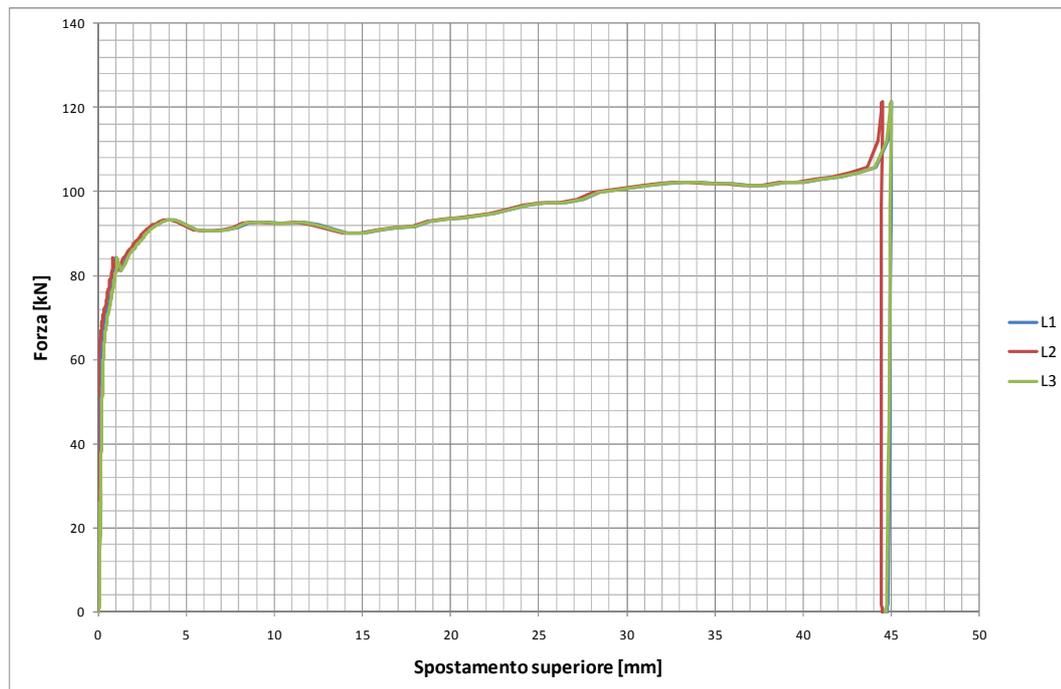


Figura 5.134 Grafico forza-spostamento superiore.

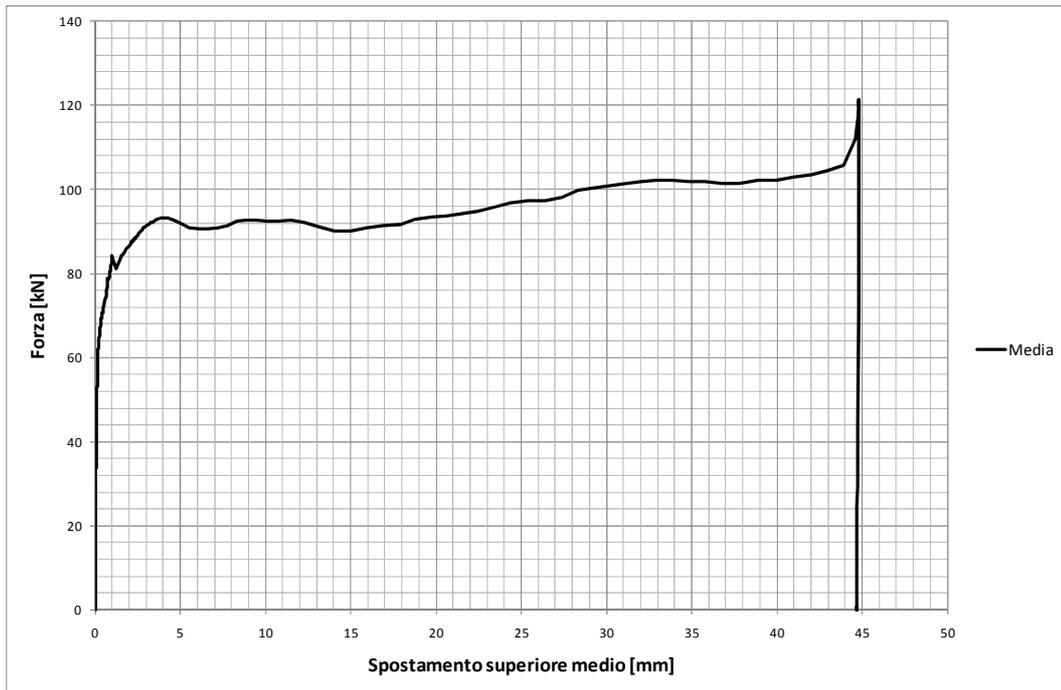


Figura 5.135 Grafico forza-spostamento superiore medio.

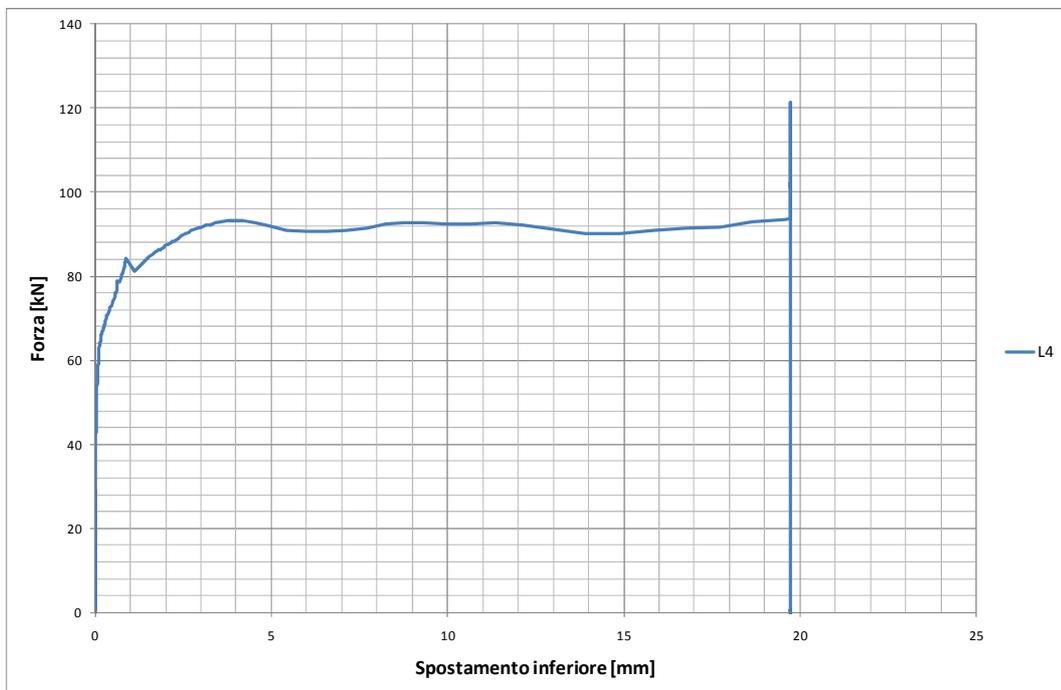


Figura 5.136 Grafico forza-spostamento inferiore.

Analogamente a quanto accaduto per i campioni precedenti, la prova è stata arrestata a causa dello sfilamento del getto di EMACO dallo scatolare in acciaio mentre questo era ancora perfettamente inserito all'interno del plinto in calcestruzzo. La barra è rimasta solidale alla malta di inghisaggio. L'aderenza tra il getto di EMACO e la superficie interna dello scatolare è venuta meno in corrispondenza di una forza di trazione esercitata dal martinetto cavo pari a 93.2 kN a cui corrisponde una tensione tangenziale media $\tau_m = 1.1 \text{ MPa}$. In questo caso l'abbattimento della forza è praticamente nullo. La forza una volta raggiunto il valore di picco continua leggermente a crescere probabilmente, come già anticipato per il campione 1A3, a causa della non perfetta verticalità della barra.

Al termine della prova si è proceduto all'estrazione totale della barra e del getto di EMACO al fine di verificare se anche in questo caso il getto di malta si fosse rotto. Si è osservato esattamente lo stesso fenomeno riscontrato per i plinti con gli scatolari di lunghezza pari a 41 cm. Il getto di EMACO si è spezzato ad una profondità di circa 25 cm dalla superficie superiore del plinto. Nelle figure 5.137 e 5.138 sono riportate due immagini della barra e del getto di EMACO estratti dal plinto in calcestruzzo.



Figura 5.137 Barra e getto di EMACO estratti dal campione 2A1.



Figura 5.138 Particolare della barra e del getto di EMACO estratti dal campione 2A2.

5.11 Campione 2B1

Il campione 2B1 è stato sottoposto ad una prova di estrazione ciclica. Le principali informazioni relative al campione in questione sono riportate in tabella 5.11 (Le grandezze d , h ed i sono riportate al capitolo 4 nelle figure 4.8 e 4.9). In figura 5.139 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere testato.

2B1	
Lunghezza dello scatolare [mm]	310
d [mm]	310
h [mm]	25
i [mm]	45
Data di getto del cls	?
Data di inghisaggio della barra	11/1/11
Data di esecuzione della prova	17/2/11
Giorni di invecchiamento dell'EMACO	37
Giorni di invecchiamento del cls	?

Tabella 5.11 Informazioni relative al campione 2B1.



Figura 5.139 Campione 2B1 pronto per la prova.

Capitolo 5

Anche in questo caso prima di iniziare la prova si è andati a misurare la distanza tra l'intradosso del plinto e la superficie inferiore del getto di EMACO al fine di verificare che la sua lunghezza fosse effettivamente di 30 cm.

La prova di estrazione ciclica è avvenuta in controllo di spostamento.

Si è cercato di mantenere una velocità di carico costante pari a circa 1 min/ciclo (30 secondi per la fase di carico e 30 secondi per quella di scarico).

La prova è avvenuta secondo le seguenti fasi:

- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.1 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.4 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 1.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 2.4 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 4.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 9.6 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 16.4 mm;
- carico fino a rottura.

Nelle figure 5.140, 5.141 e 5.142 sono stati riportati rispettivamente i grafici forza-spostamento superiore, forza-spostamento superiore medio e forza-spostamento inferiore.

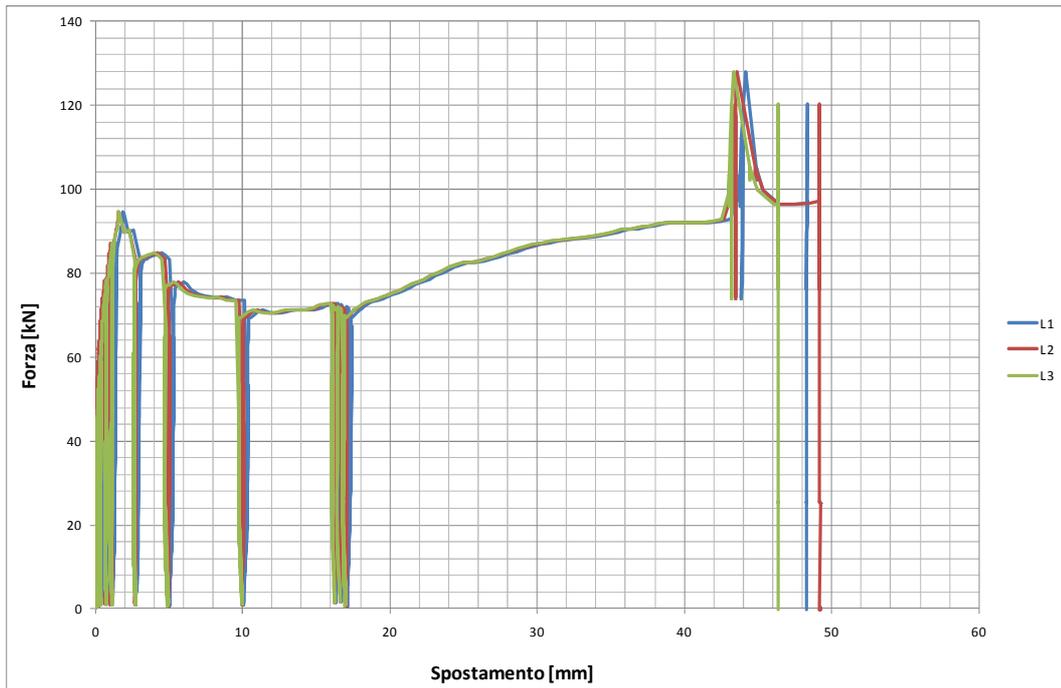


Figura 5.140 Grafico forza-spostamento superiore.

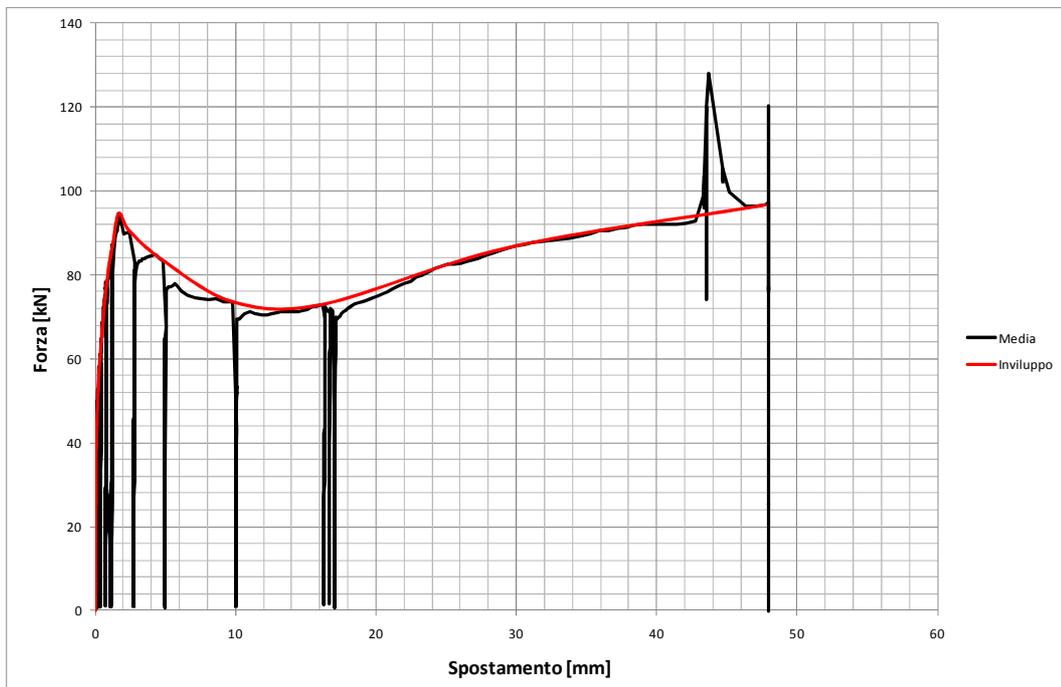


Figura 5.141 Grafico forza-spostamento superiore medio.

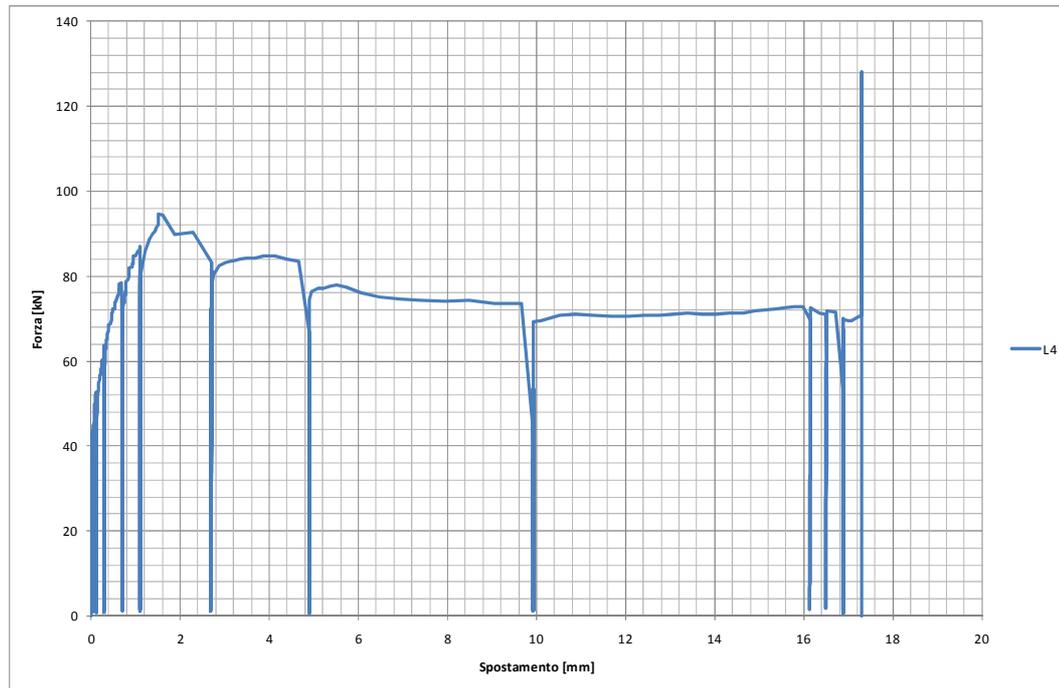


Figura 5.142 Grafico forza-spostamento inferiore.

Come è possibile notare dalla figura 5.141, per la curva forza-spostamento superiore medio è stato tracciato anche l'involuppo.

Analogamente a quanto accaduto per i campioni precedenti, la prova è stata arrestata a causa dello sfilamento del getto di EMACO dallo scatolare in acciaio mentre questo era ancora perfettamente inserito all'interno del plinto in calcestruzzo. La barra è rimasta solidale alla malta di inghisaggio. L'aderenza tra il getto di EMACO e la superficie interna dello scatolare è venuta meno in corrispondenza di una forza di trazione esercitata dal martinetto cavo pari a 94.5 kN a cui corrisponde una tensione tangenziale media $\tau_m = 1.1 \text{ MPa}$. Essendo la forza residua pari a 72 kN, tra la forza di picco e quella residua si è verificato un abbattimento circa pari al 23.8 %.

Come è possibile osservare dai grafici forza spostamento sopra riportati, nella parte finale della prova (in corrispondenza di uno spostamento superiore medio di circa 45 mm), si è osservato uno scatto improvviso del getto di EMACO. In altre parole la forza ha iniziato a crescere con una pendenza molto elevata senza che il

getto di malta subisse grandi spostamenti verso l'alto. Poi raggiunto un valore forza molto alto, questa è calata in modo repentino e il getto di malta ha subito un brusco spostamento verso l'alto. Questo comportamento probabilmente è dovuto a scabrosità e durezza superficiali che hanno causato fenomeni di ingranamento meccanico a livello microscopico.

Nelle successive figure 5.143-5.151 sono stati riportati i grafici forza-spostamento superiore medio relativi ai singoli blocchi di cicli effettuati a differenti livelli di spostamento imposto.

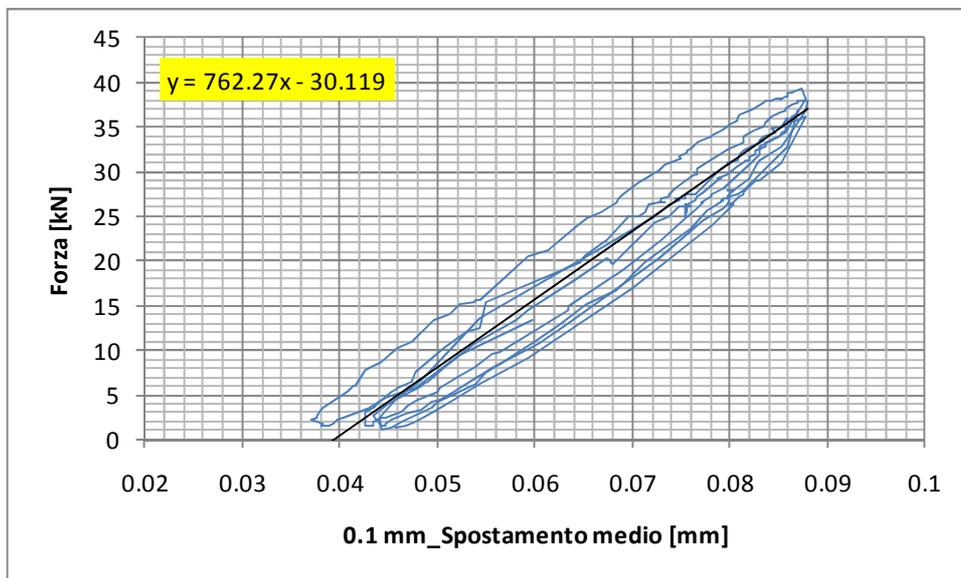


Figura 5.143 Grafico forza-spostamento medio per il primo blocco di cicli (0.1 mm).

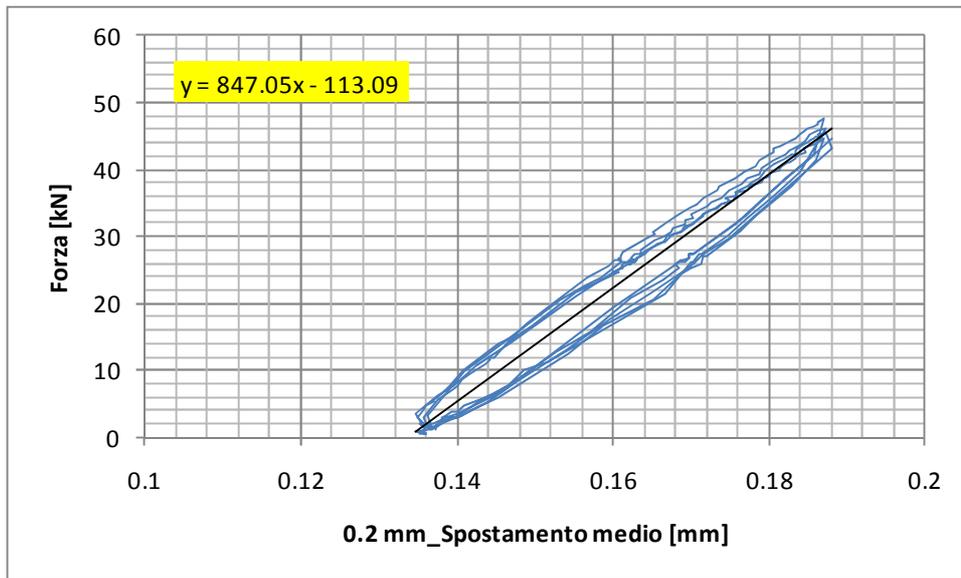


Figura 5.144 Grafico forza-spostamento medio per il secondo blocco di cicli (0.2 mm).

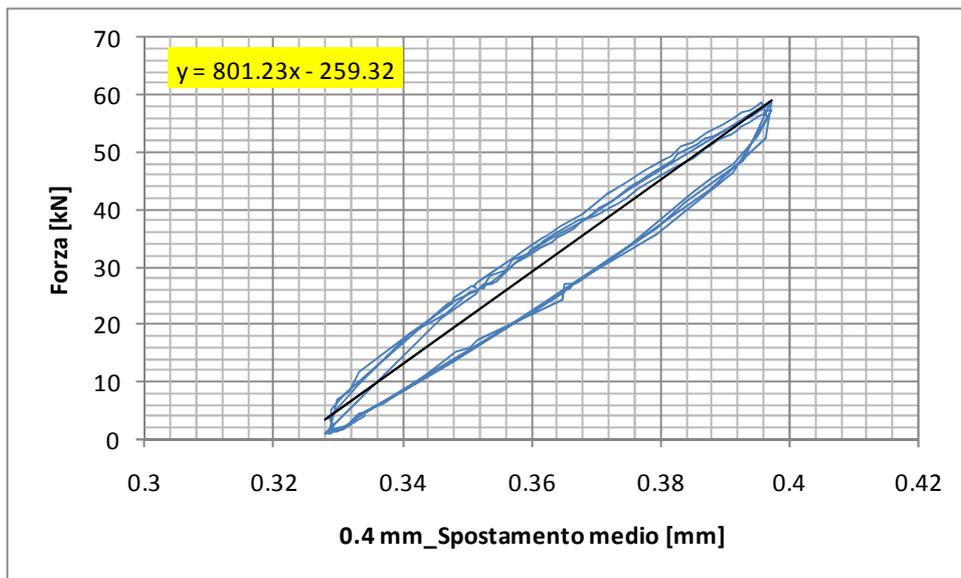


Figura 5.145 Grafico forza-spostamento medio per il terzo blocco di cicli (0.4 mm).

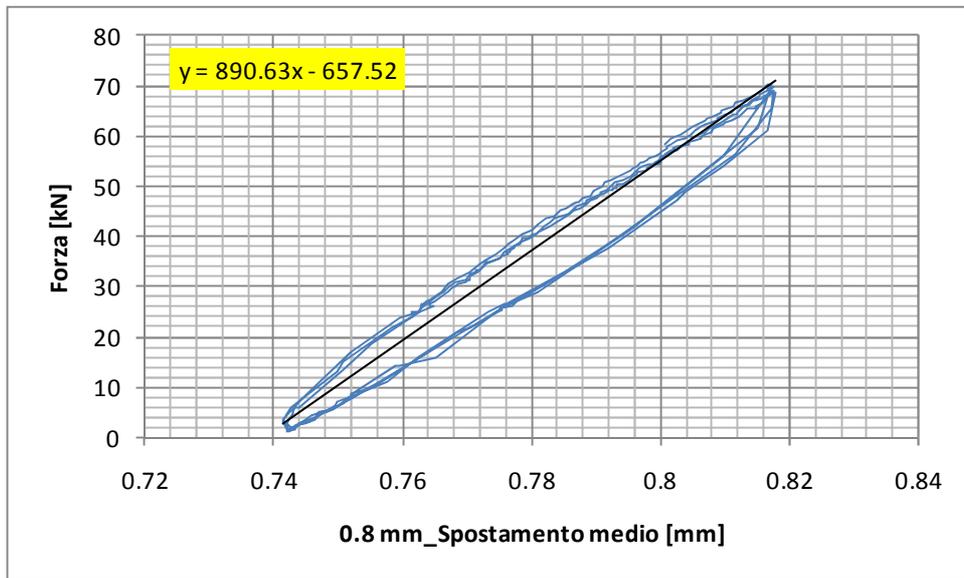


Figura 5.146 Grafico forza-spostamento medio per il quarto blocco di cicli (0.8 mm).

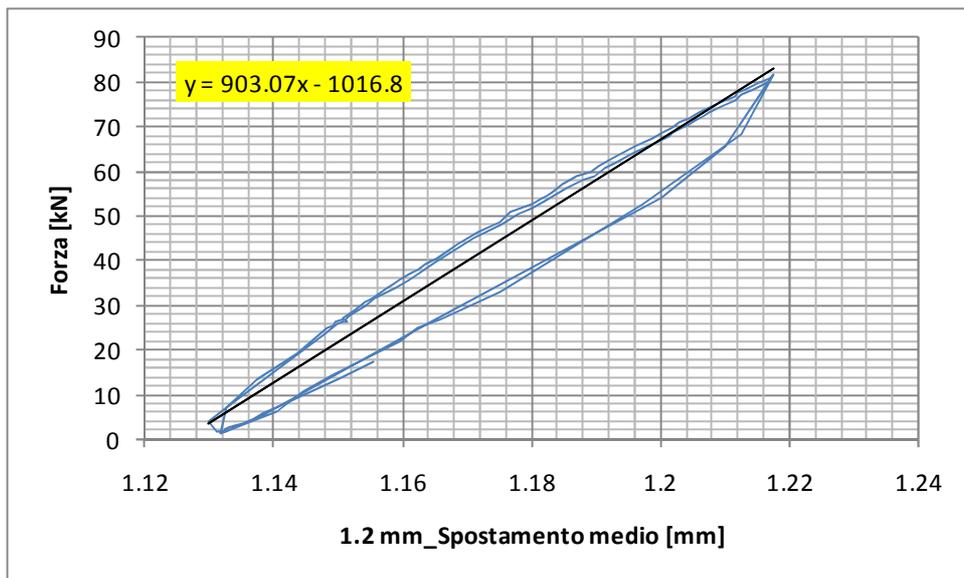


Figura 5.147 Grafico forza-spostamento medio per il quinto blocco di cicli (1.2 mm).

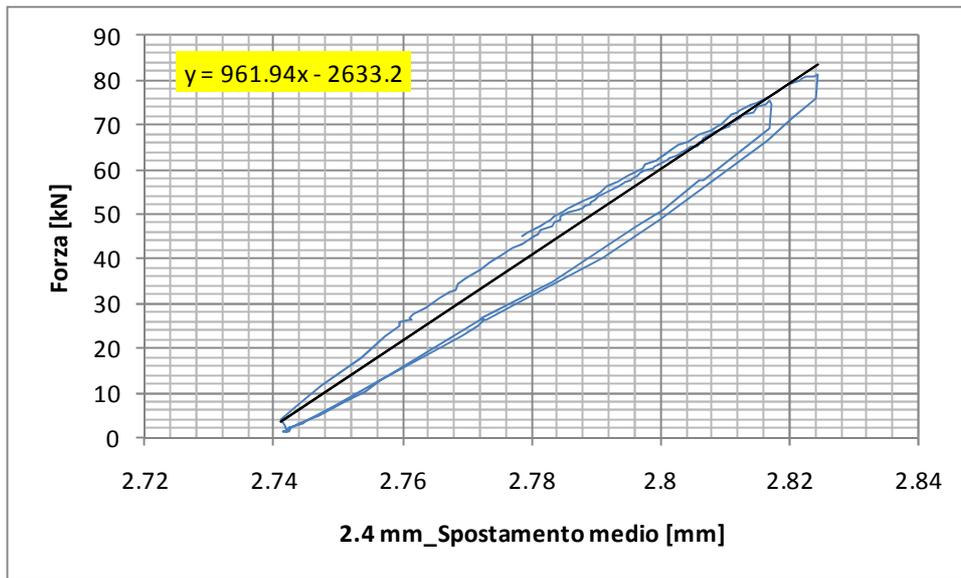


Figura 5.148 Grafico forza-spostamento medio per il sesto blocco di cicli (2.4 mm).

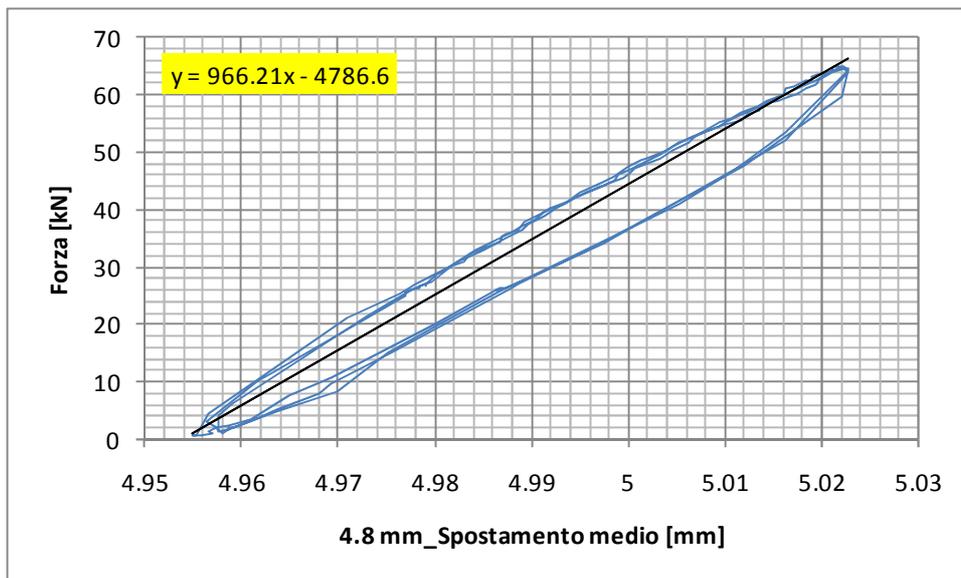


Figura 5.149 Grafico forza-spostamento medio per il settimo blocco di cicli (4.8 mm).

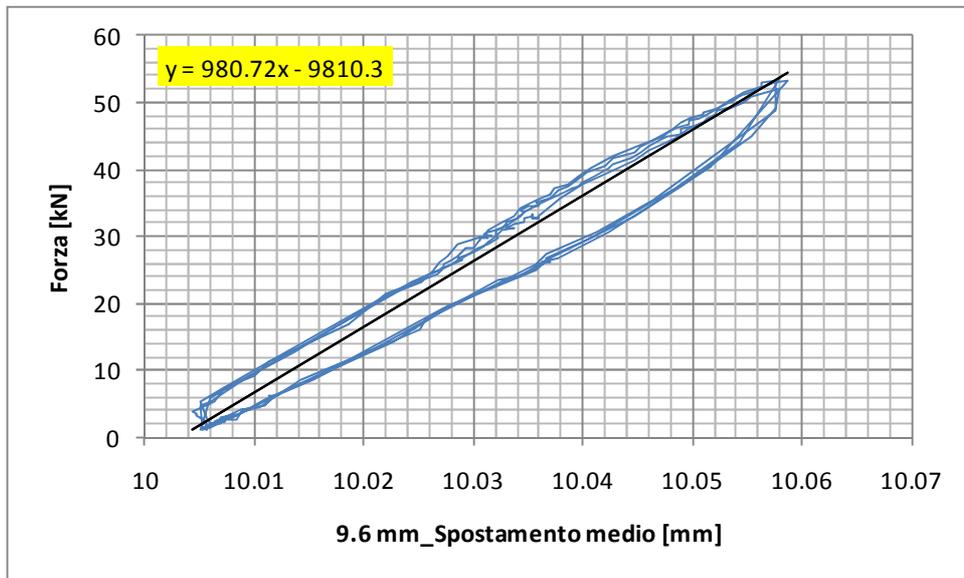


Figura 5.150 Grafico forza-spostamento medio per l'ottavo blocco di cicli (9.6 mm).

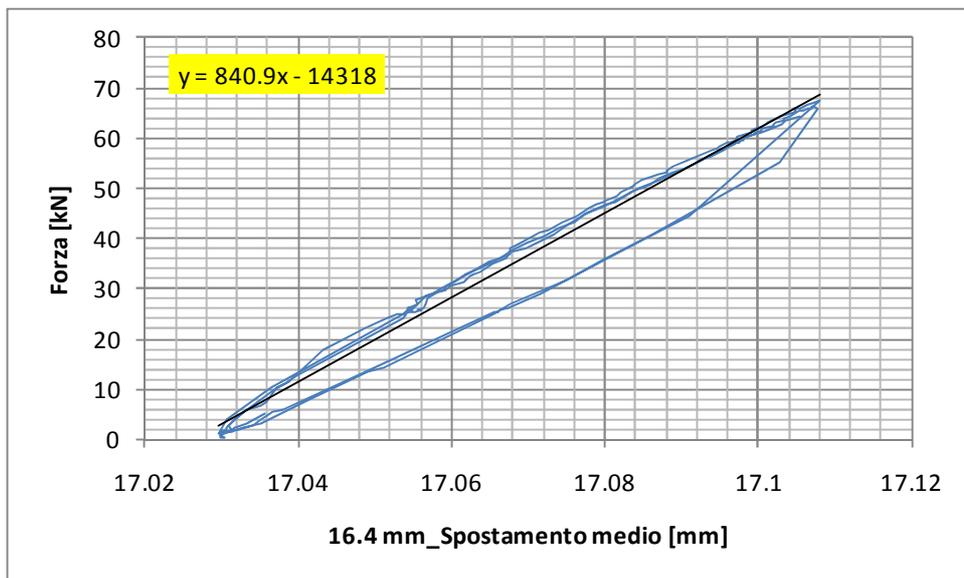


Figura 5.151 Grafico forza-spostamento medio per il nono blocco di cicli (16.4 mm).

Analizzando i vari blocchi di cicli separatamente, è possibile notare che tra i vari cicli caratterizzati da uno stesso valore di spostamento imposto non si sono verificati cali di rigidità. Essi presentano infatti i rami di carico e quelli di scarico praticamente sovrapposti. Inoltre confrontando i gruppi di cicli

parallelamente, si osserva che non si sono manifestate perdite di rigidità neppure tra un blocco e l'altro in quanto le relative linee di tendenza presentano più o meno tutte la medesima pendenza.

In questo caso non si è proceduto all'estrazione completa della barra e del getto di EMACO in quanto ci si aspetta che quest'ultimo abbia subito come i campioni precedenti una frattura ad una profondità dall'estradosso del plinto pari a circa 25 cm.

In figura 5.152 è riportata una sequenza di immagini scattate durante la prova di estrazione ciclica. Nelle immagini iniziali è possibile osservare le crepe che si sono create tra l'EMACO e lo scatolare durante l'applicazione dei vari cicli di carico mentre in quelle finali sono raffigurate le fasi finali della prova in cui il getto di malta è ormai uscito dallo scatolare in acciaio.

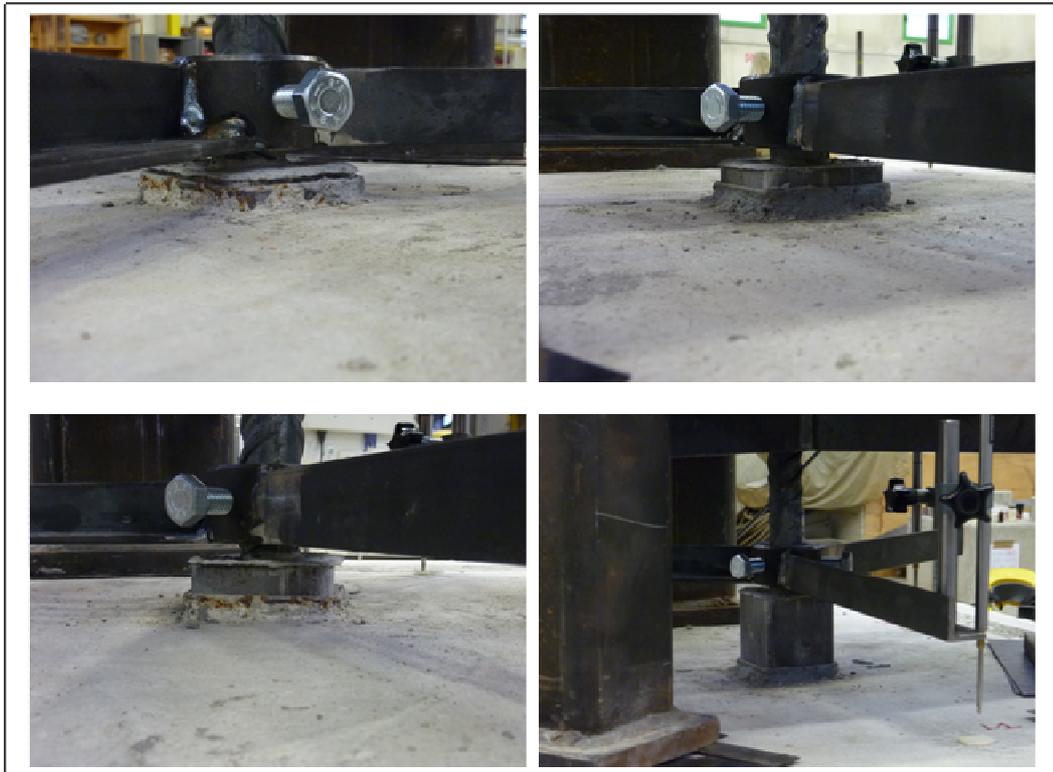


Figura 5.152 Sequenza di immagini scattate durante la prova di estrazione ciclica.

5.12 Campione 2D1

Il campione 2D1 è stato sottoposto prima a dei cicli di forza orizzontale di alto livello e poi ad una prova di estrazione ciclica. Le principali informazioni relative al campione in questione sono riportate in tabella 5.12 (i giorni di invecchiamento dell'EMACO e del calcestruzzo sono relativi alla data di esecuzione della prova di estrazione). Le grandezze d, h ed i sono riportate al capitolo 4 nelle figure 4.8 e 4.9 mentre k è riportata in figura 4.15.

2D1	
Lunghezza dello scatolare [mm]	310
d [mm]	310
h [mm]	25
i [mm]	45
k [mm]	64
Data di getto del cls	13/12/10
Data di inghisaggio della barra	11/1/11
Data di applicazione dei cicli di forza orizzontale	21/2/11
Data di esecuzione della prova di estrazione	21/2/11
Giorni di invecchiamento dell'EMACO	41
Giorni di invecchiamento del cls	71

Tabella 5.12 Informazioni relative al campione 2D1.

- APPLICAZIONE DEI CICLI DI FORZA ORIZZONTALE

In figura 5.153 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere caricato mediante i cicli di forza orizzontale di alto livello.

Sono stati applicati i seguenti gruppi di cicli:

- 5 cicli da 9 kN
- 5 cicli da 15 kN
- 5 cicli da 22.5 kN
- 5 cicli da 30 kN



Figura 5.153 Campione 2D1 pronto per l'applicazione dei cicli di forza orizzontale.

La prova è stata condotta in controllo di forza.

La pressione complessiva che è stata applicata ai due pistoni che mantengono il plinto spinto contro le due traverse gialle di contrasto è pari a 200 bar a cui corrisponde una forza di circa 88 kN. In figura 5.154 è stato riportato il grafico forza-spostamento relativo a tutti i gruppi di cicli applicati mentre nelle figure 5.155-5.158 sono riportati i grafici forza-spostamento relativi alle singole serie di cicli applicati.

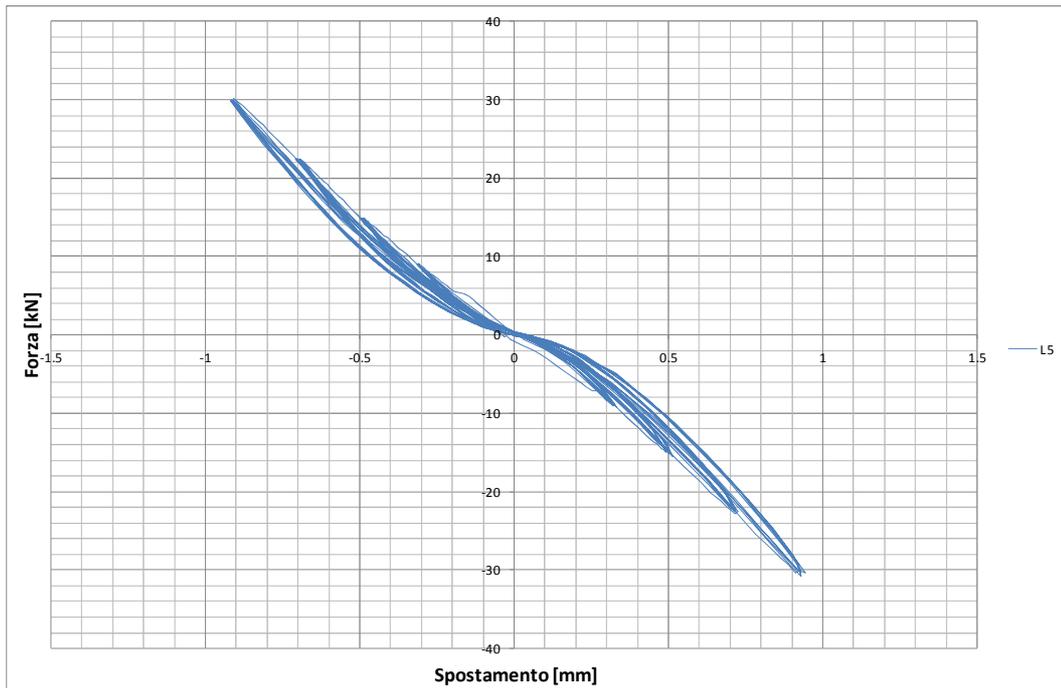


Figura 5.154 Grafico forza-spostamento relativo a tutti i gruppi di cicli applicati.

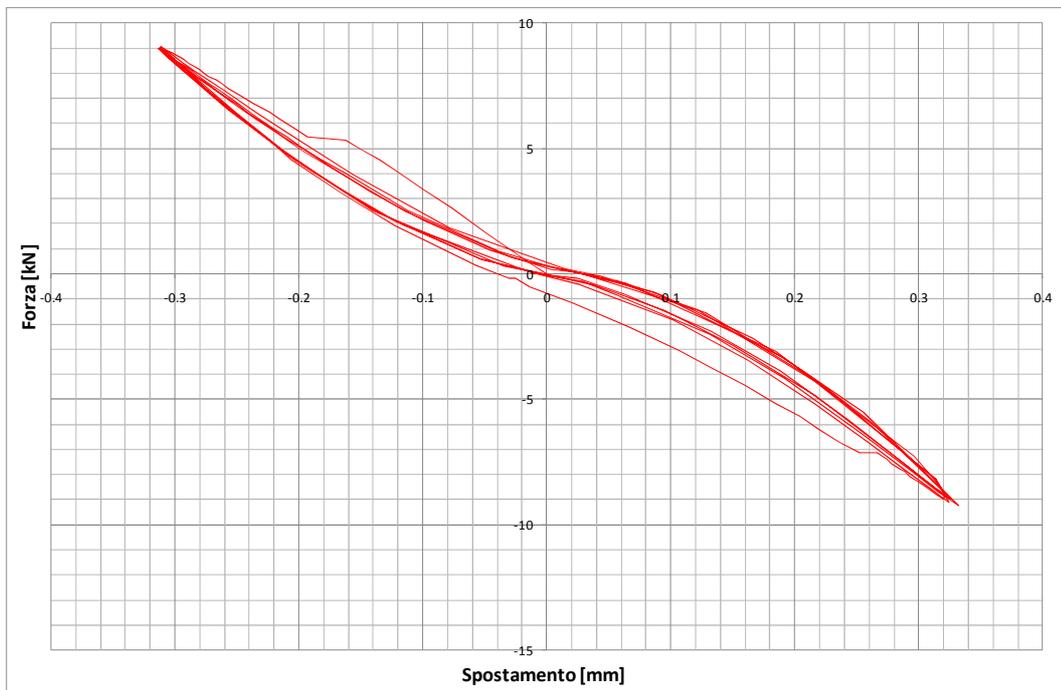


Figura 5.155 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 9 kN.

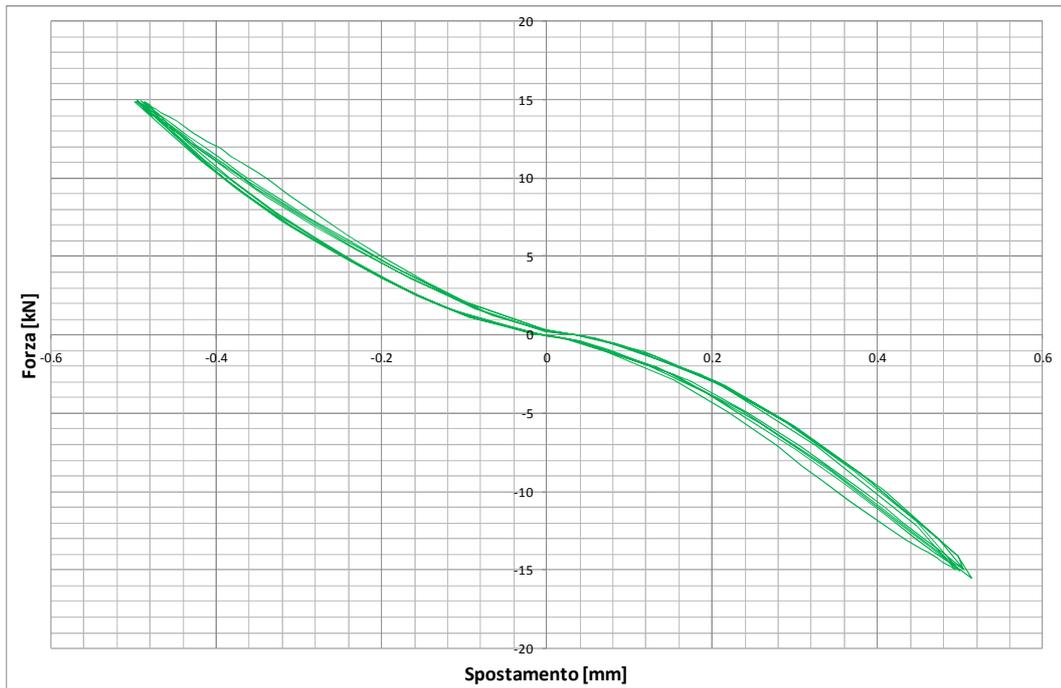


Figura 5.156 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 15 kN.

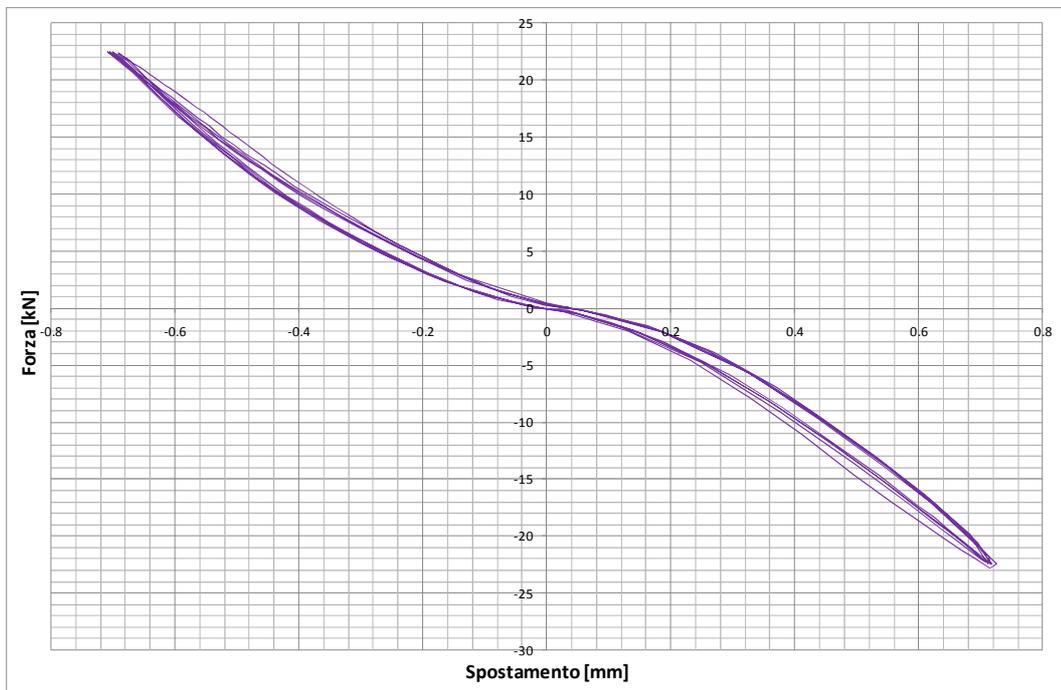


Figura 5.157 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 22.5 kN.

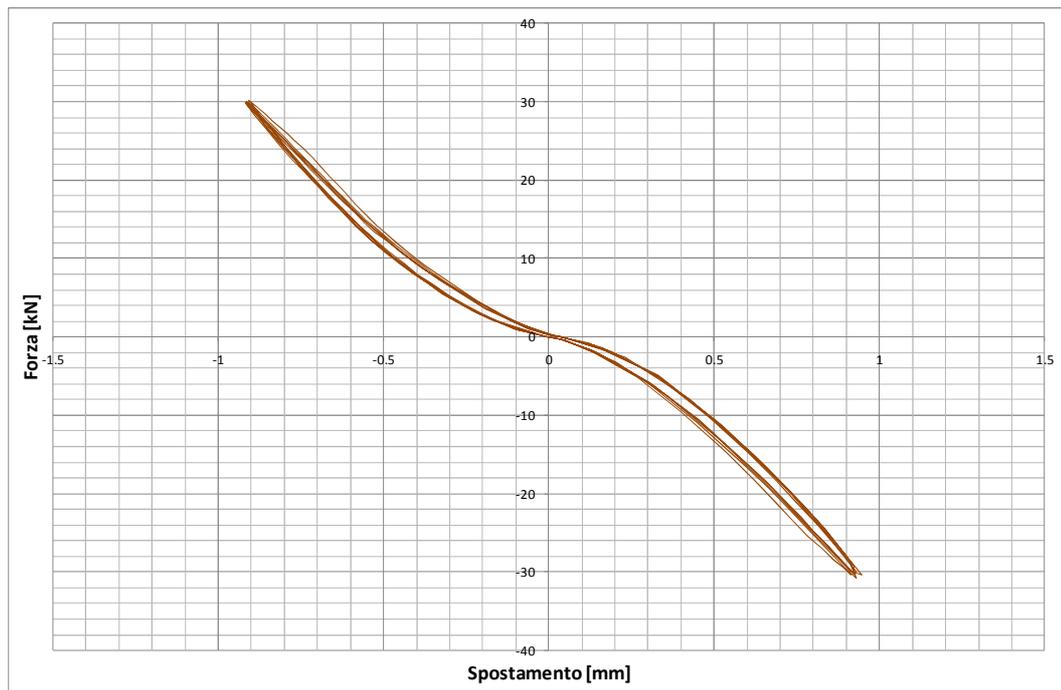


Figura 5.158 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 30 kN.

- PROVA DI ESTRAZIONE CICLICA

Anche in questo caso prima di iniziare la prova si è andati a misurare la distanza tra l'intradosso del plinto e la superficie inferiore del getto di EMACO al fine di verificare che la sua lunghezza fosse effettivamente di 30 cm.

In figura 5.159 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere testato.



Figura 5.159 Campione 2D1 pronto per la prova.

La prova di estrazione ciclica è avvenuta in controllo di spostamento.

Si è cercato di mantenere una velocità di carico costante pari a circa 1 min/ciclo (30 secondi per la fase di carico e 30 secondi per quella di scarico).

La prova è avvenuta secondo le seguenti fasi:

- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.1 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.4 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 0.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 1.2 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 2.4 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 4.8 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 9.6 mm;
- 5 cicli con uno spostamento imposto pari a 16.4 mm;
- carico fino a rottura.

Nelle figure 5.160, 5.161 e 5.162 sono riportati rispettivamente i grafici forza-spostamento superiore, forza-spostamento superiore medio e forza-spostamento inferiore.

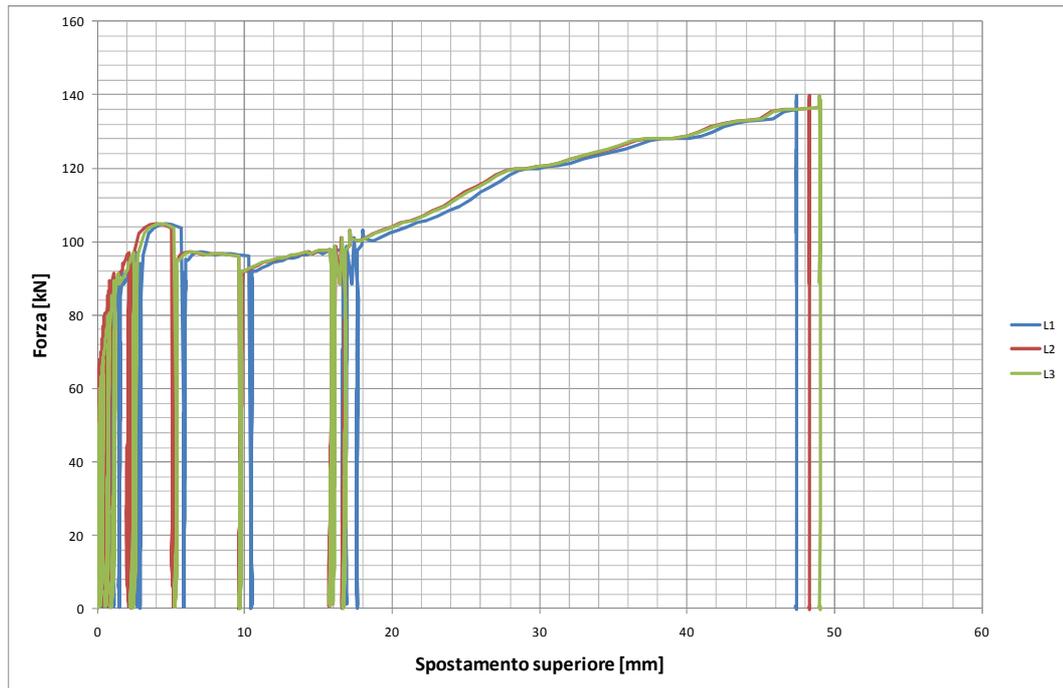


Figura 5.160 Grafico forza-spostamento superiore.

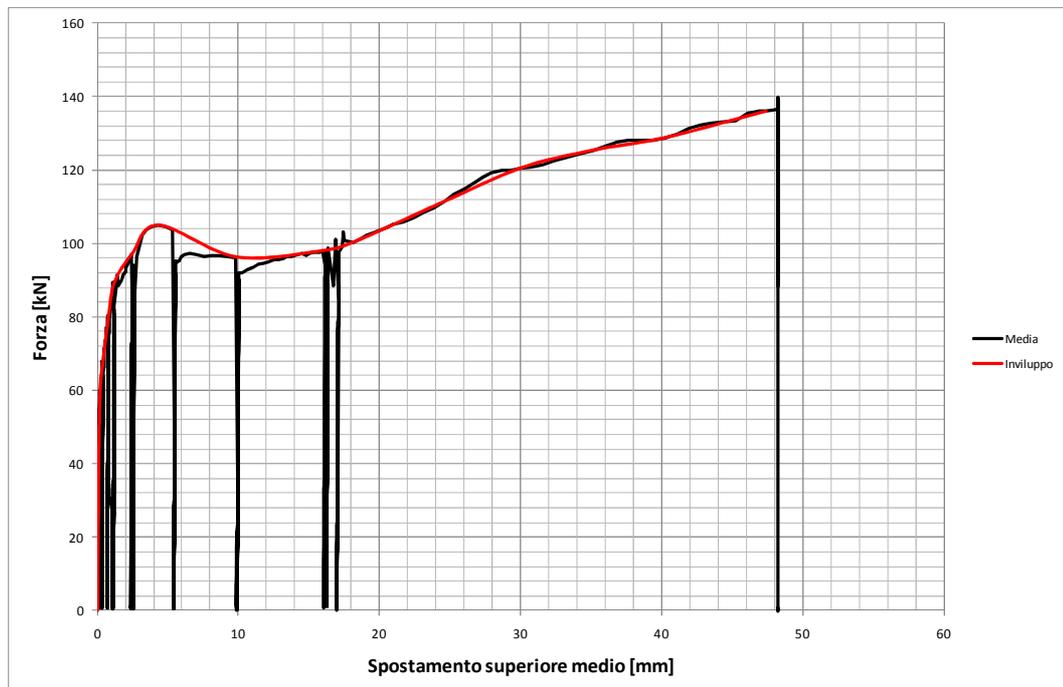


Figura 5.161 Grafico forza-spostamento superiore medio.

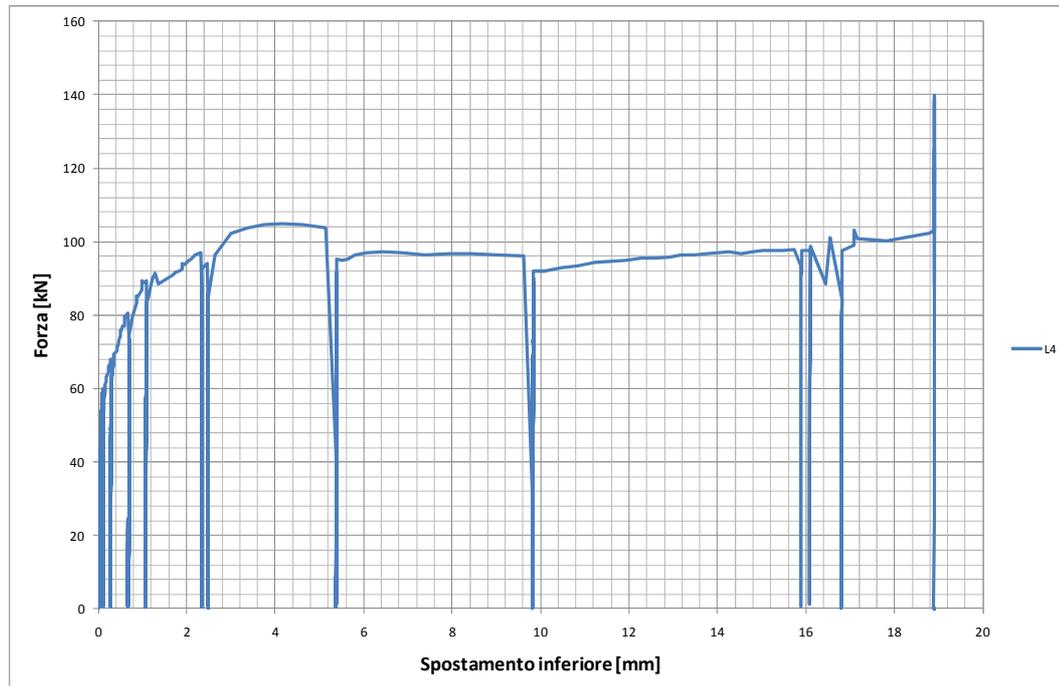


Figura 5.162 Grafico forza-spostamento inferiore.

Come è possibile notare dalla figura 5.161, per la curva forza-spostamento superiore medio è stato tracciato anche l'involuppo.

Analogamente a quanto accaduto per i campioni precedenti, la prova è stata arrestata a causa dello sfilamento del getto di EMACO dallo scatolare in acciaio mentre questo era ancora perfettamente inserito all'interno del plinto in calcestruzzo. La barra è rimasta solidale alla malta di inghisaggio. L'aderenza tra il getto di EMACO e la superficie interna dello scatolare è venuta meno in corrispondenza di una forza di trazione esercitata dal martinetto cavo pari a 104.9 kN a cui corrisponde una tensione tangenziale media $\tau_m = 1.21 \text{ MPa}$. Essendo la forza residua pari a 95 kN, tra la forza di picco e quella residua si è verificato un abbattimento circa pari al 9.5 % (come forza residua si considera il valore di forza più basso raggiunto dopo il picco).

Nelle successive figure 5.163-5.170 sono stati riportati i grafici forza-spostamento superiore medio relativi ai singoli blocchi di cicli effettuati a differenti livelli di spostamento imposto.

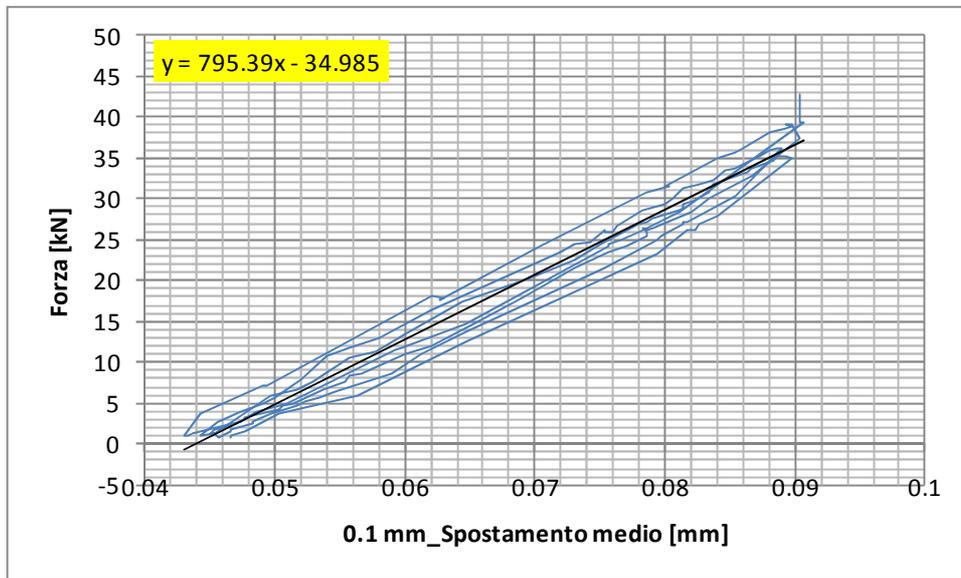


Figura 5.163 Grafico forza-spostamento medio per il primo blocco di cicli (0.1 mm).

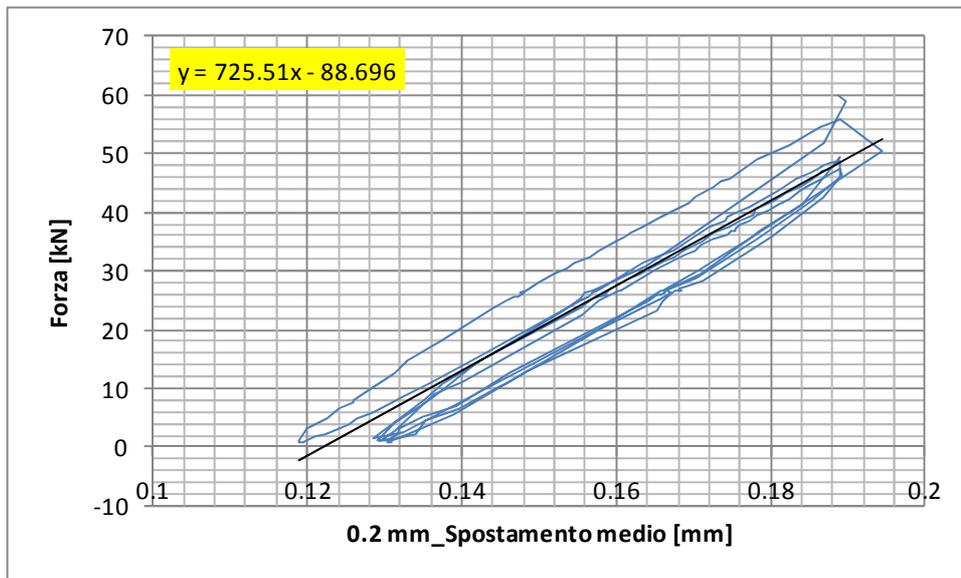


Figura 5.164 Grafico forza-spostamento medio per il secondo blocco di cicli (0.2 mm).

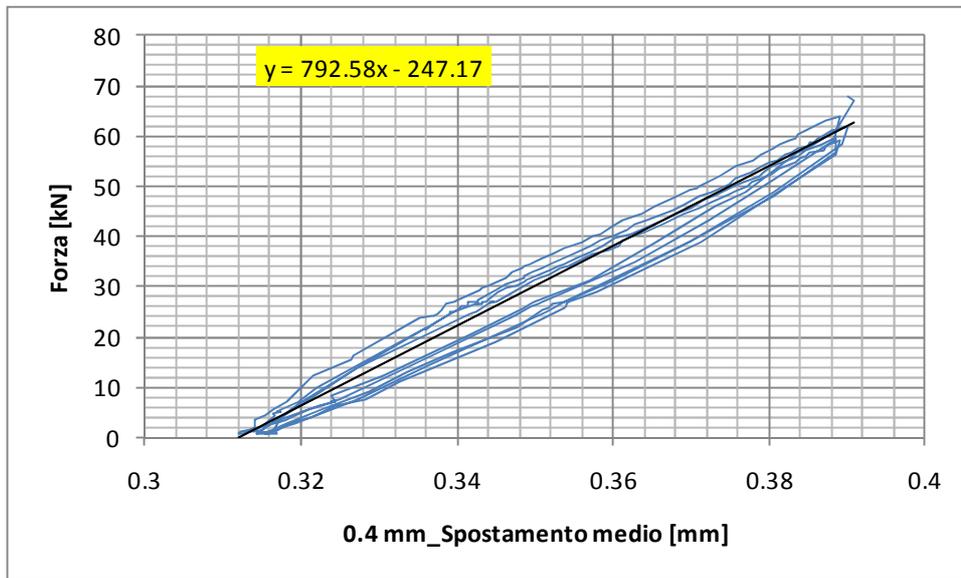


Figura 5.165 Grafico forza-spostamento medio per il terzo blocco di cicli (0.4 mm).

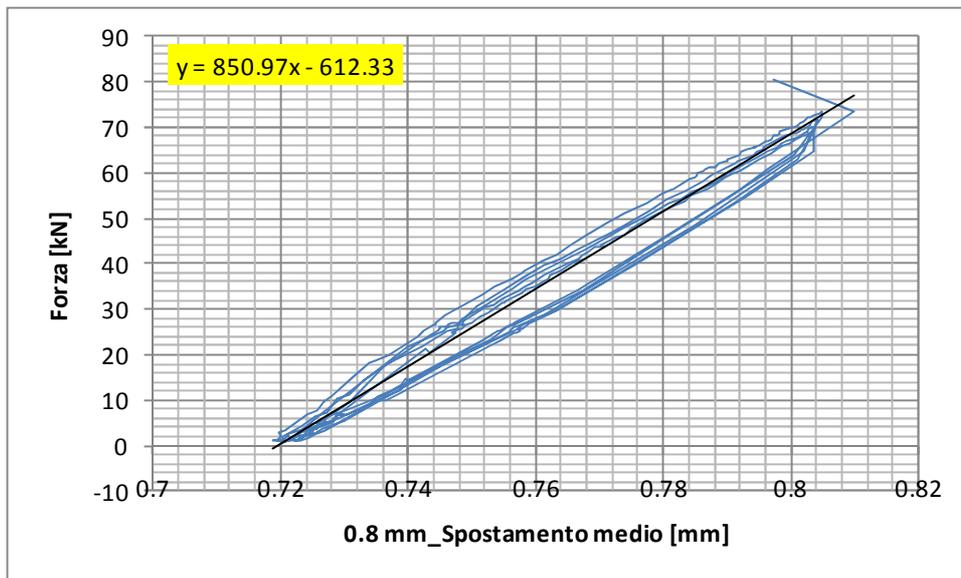


Figura 5.166 Grafico forza-spostamento medio per il quarto blocco di cicli (0.8 mm).

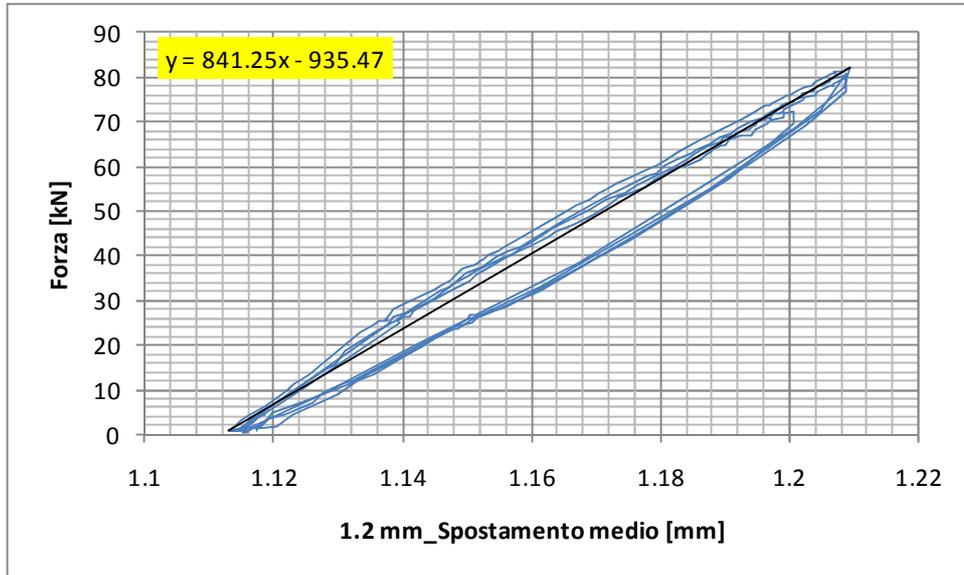


Figura 5.167 Grafico forza-spostamento medio per il quinto blocco di cicli (1.2 mm).

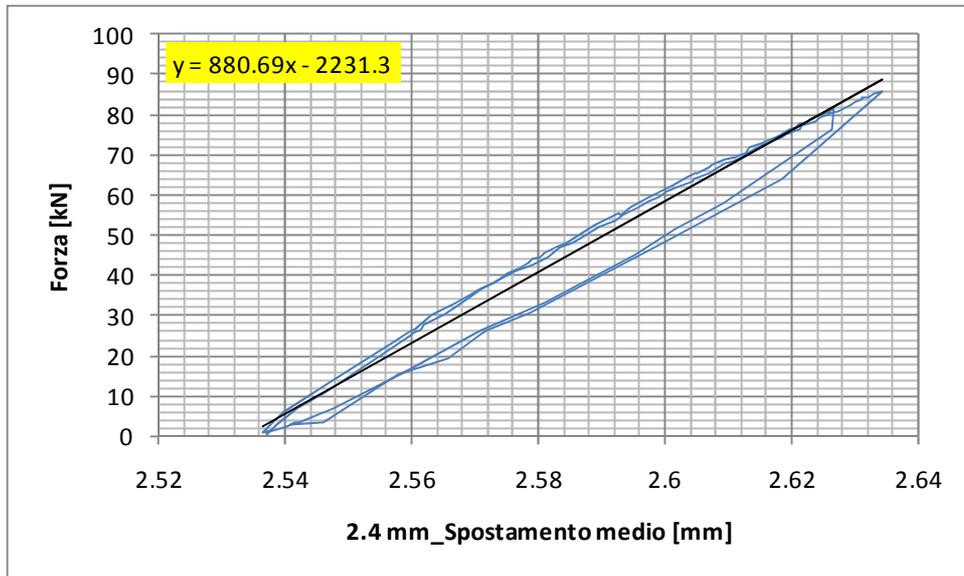


Figura 5.168 Grafico forza-spostamento medio per il sesto blocco di cicli (2.4 mm).

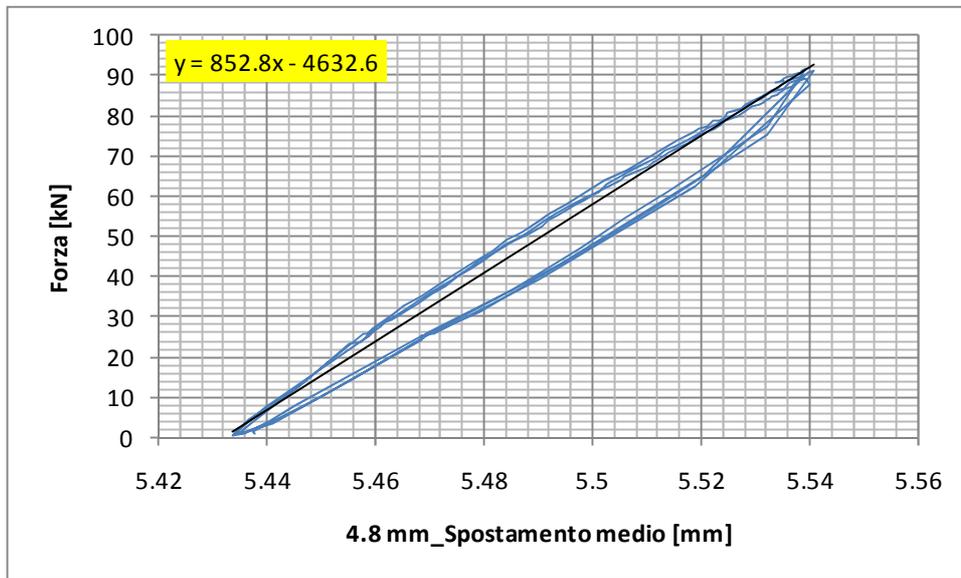


Figura 5.169 Grafico forza-spostamento medio per il settimo blocco di cicli (4.8 mm).

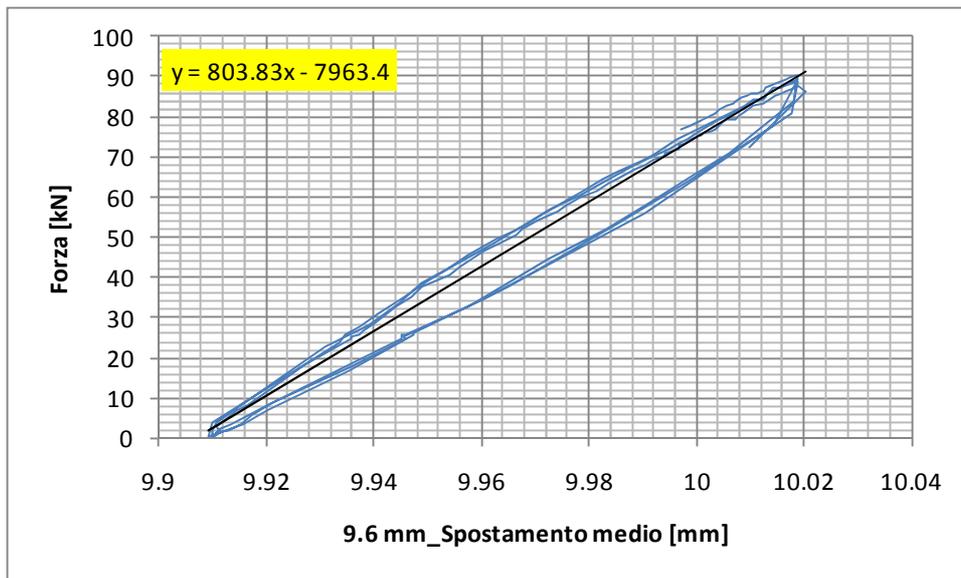


Figura 5.170 Grafico forza-spostamento medio per l'ottavo blocco di cicli (9.6 mm).

Per i cicli caratterizzati da valori di spostamento imposto più bassi (fino a 0.8 mm), è possibile notare un lieve calo di rigidità. In altre parole i rami di carico e quelli di scarico non sono più sovrapposti ma sono leggermente scostati tra di loro. Questo non è più vero per i cicli caratterizzati da degli spostamenti imposti maggiori. Si pensa che questo comportamento sia imputabile alle sollecitazioni orizzontali cicliche di alto livello applicate alla barra prima dell'estrazione ciclica. Confrontando invece i gruppi di cicli parallelamente, si osserva che non si sono manifestate perdite di rigidità tra un blocco l'altro in quanto le relative linee di tendenza presentano più o meno tutte la medesima pendenza.

In figura 5.171 è riportata una sequenza di immagini scattate durante la prove di estrazione ciclica.

In questo caso non si è proceduto all'estrazione completa della barra e del getto di EMACO in quanto ci si aspetta che quest'ultimo abbia subito come i campioni precedenti una frattura ad una profondità dall'estradosso del plinto di circa 25 cm.



Figura 5.171 Immagini scattate durante la prova di estrazione.

5.13 Campione 2E1

Il campione 2E1 è stato sottoposto prima a dei cicli di forza orizzontale di alto livello e poi ad una prova di estrazione monotona. Le principali informazioni relative al campione in questione sono riportate in tabella 5.13 (i giorni di invecchiamento dell'EMACO e del calcestruzzo sono relativi alla data di esecuzione della prova di estrazione). Le grandezze d, h ed i sono riportate al capitolo 4 nelle figure 4.8 e 4.9 mentre k è riportata in figura 4.15.

2E1	
Lunghezza dello scatolare [mm]	310
d [mm]	310
h [mm]	25
i [mm]	45
k [mm]	65
Data di getto del cls	13/12/10
Data di inghisaggio della barra	11/1/11
Data di applicazione dei cicli di forza orizzontale	17/2/11
Data di esecuzione della prova di estrazione	18/2/11
Giorni di invecchiamento dell'EMACO	67
Giorni di invecchiamento del cls	38

Tabella 5.13 Informazioni relative al campione 2E1.

- APPLICAZIONE DEI CICLI DI FORZA ORIZZONTALE

In figura 5.172 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per l'applicazione dei cicli di forza orizzontale di alto livello.

Sono stati applicati i seguenti gruppi di cicli:

- 5 cicli da 9 kN
- 5 cicli da 15 kN
- 5 cicli da 22.5 kN
- 5 cicli da 30 kN



Figura 5.172 Campione 2E1 strumentato pronto per l'applicazione dei cicli di forza orizzontale.

La prova è stata condotta in controllo di forza.

La pressione complessiva che è stata applicata ai due pistoni che mantengono il plinto spinto contro le due traverse gialle di contrasto è pari a 200 bar a cui corrisponde una forza di circa 88 kN.

In figura 5.173 è stato riportato il grafico forza-spostamento relativo a tutti i gruppi di cicli applicati mentre nelle figure 5.174-5.177 sono riportati i grafici forza-spostamento relativi alle singole serie di cicli applicati.

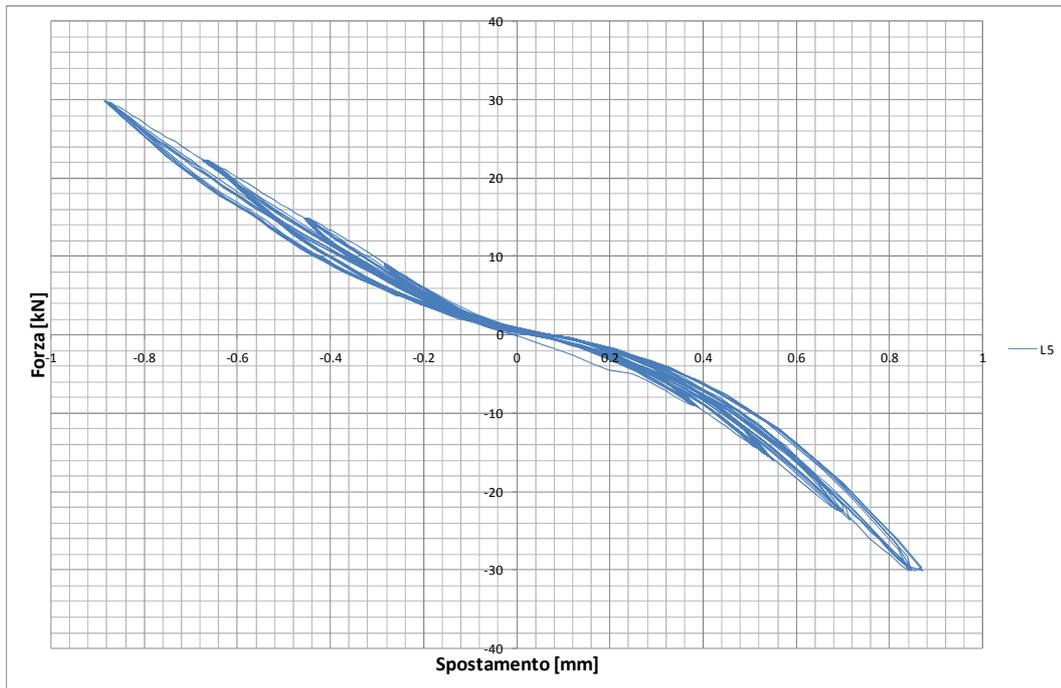


Figura 5.173 Grafico forza-spostamento relativo a tutti i gruppi di cicli applicati.

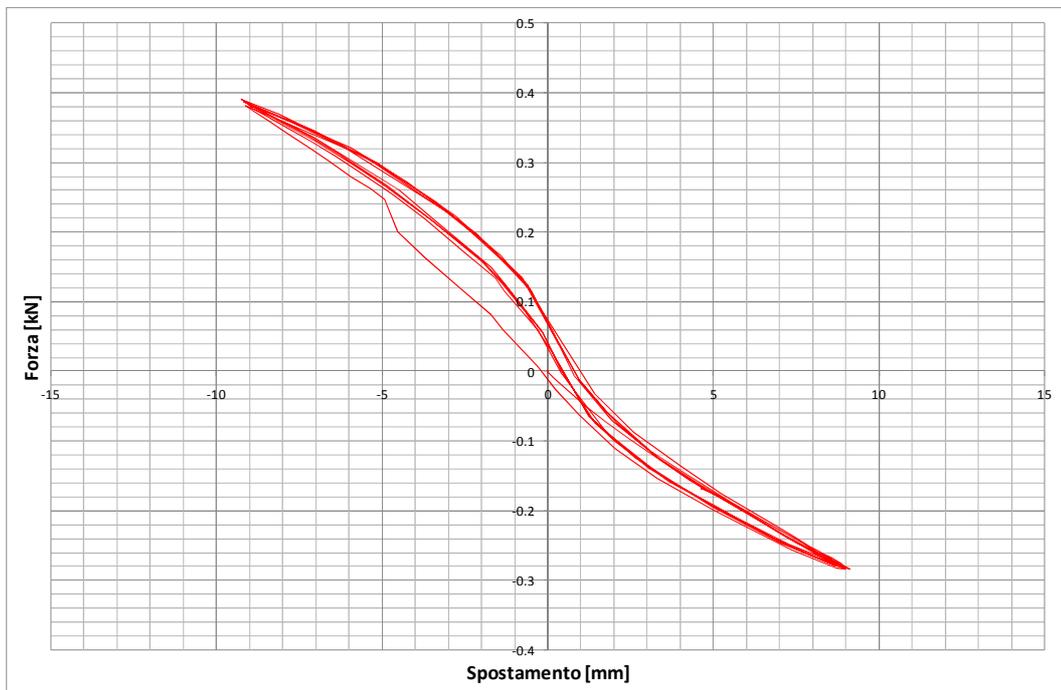


Figura 5.174 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 9 kN.



Figura 5.175 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 15 kN.



Figura 5.176 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 22.50 kN.

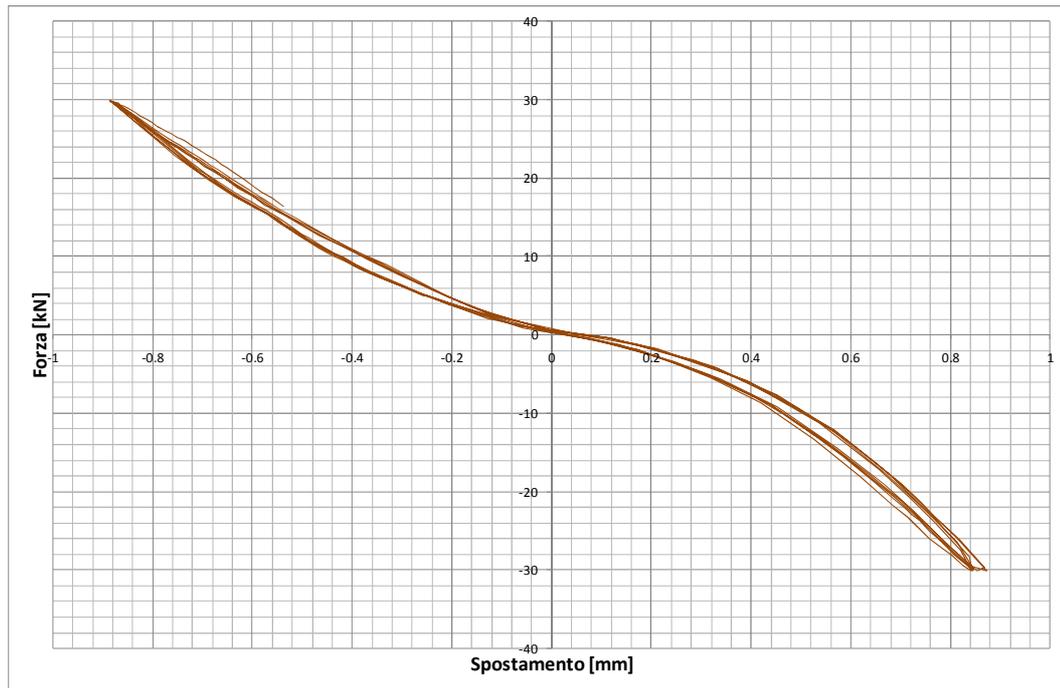


Figura 5.177 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 30 kN.

- PROVA DI ESTRAZIONE MONOTONA

Anche in questo caso prima di iniziare la prova si è andati a misurare la distanza tra l'intradosso del plinto e la superficie inferiore del getto di EMACO al fine di verificare che la sua lunghezza fosse effettivamente di 30 cm.

In figura 5.178 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere testato.



Figura 5.178 Campione 2E1 pronto per la prova.

La prova di estrazione monotona in questione è stata condotta secondo le seguenti fasi:

4. ciclo di carico di assestamento fino al raggiungimento di una forza di trazione sulla barra pari a 30 kN;
5. scarico;
6. ricarico fino a rottura.

In figura 5.179, 5.180 e 5.181 sono riportati rispettivamente i grafici forza-spostamento superiore, forza-spostamento superiore medio e forza-spostamento inferiore.

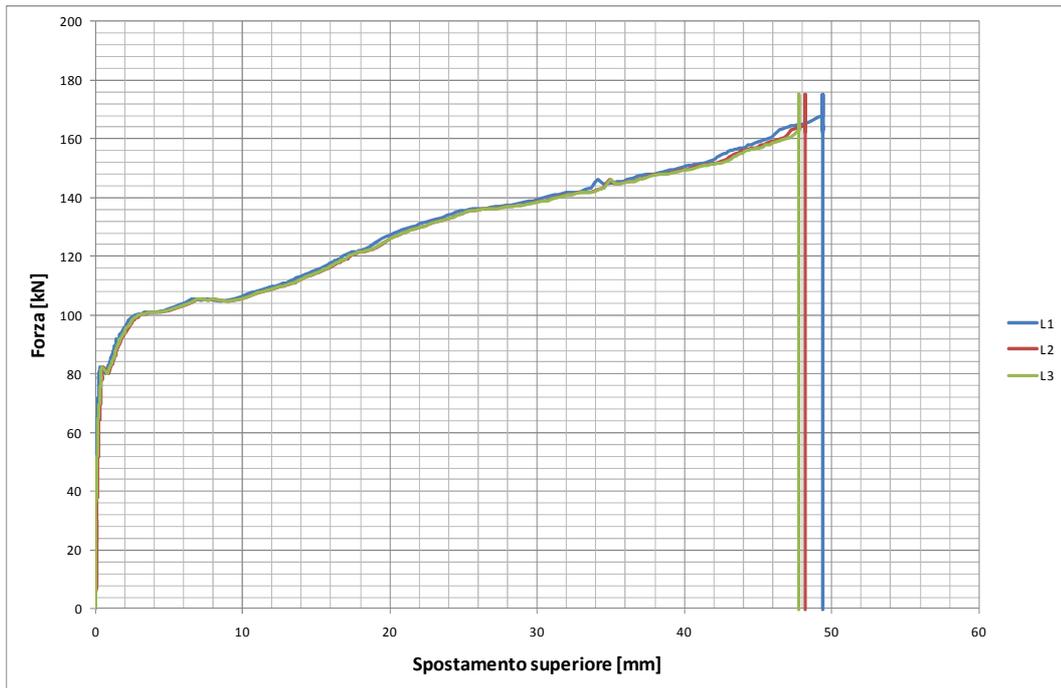


Figura 5.179 Grafico forza-spostamento superiore.

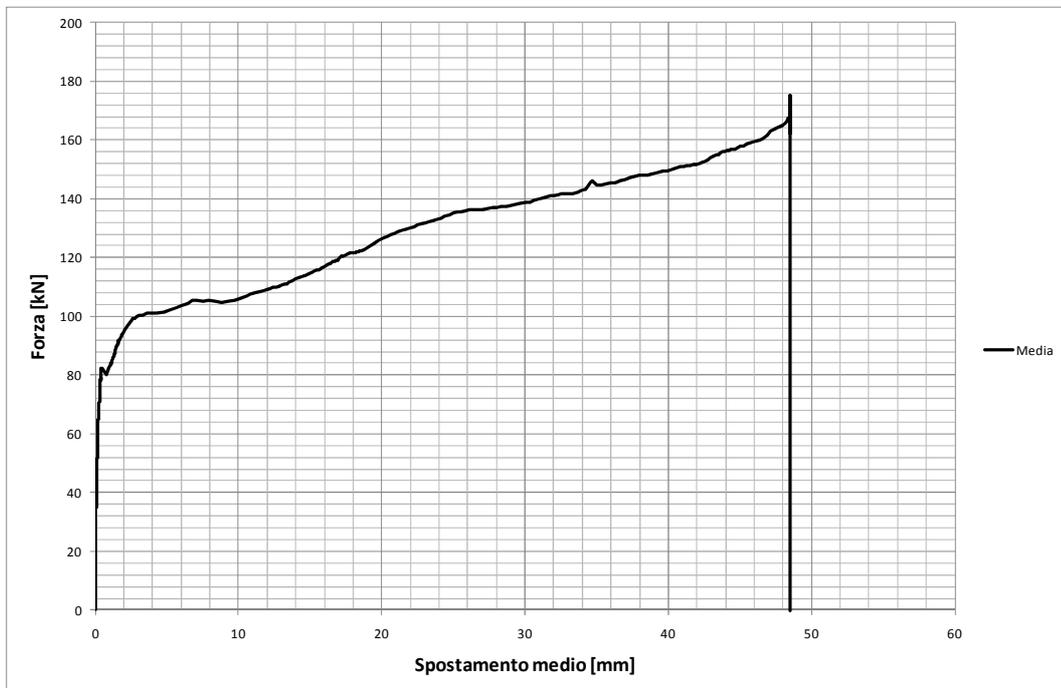


Figura 5.180 Grafico forza-spostamento superiore medio.

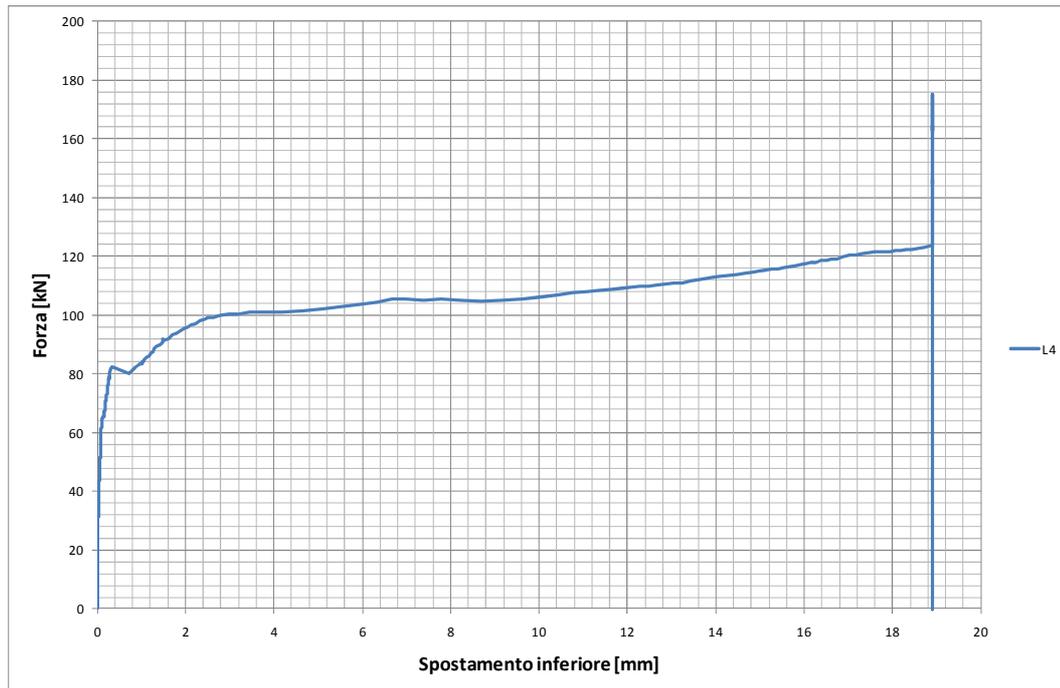


Figura 5.181 Grafico forza-spostamento inferiore.

Analogamente a quanto accaduto per i campioni precedenti, la prova è stata arrestata a causa dello sfilamento del getto di EMACO dallo scatolare in acciaio mentre questo era ancora perfettamente inserito all'interno del plinto in calcestruzzo. La barra è rimasta solidale alla malta di inghisaggio. L'aderenza tra il getto di EMACO e la superficie interna dello scatolare è venuta meno in corrispondenza di una forza di trazione esercitata dal martinetto cavo pari a 100.4 kN a cui corrisponde una tensione tangenziale media $\tau_m = 1.16 \text{ MPa}$. In questo caso, una volta persa l'aderenza, non si è verificato nessun abbattimento della forza. Quest'ultima è continuata a crescere fino alla fine corsa degli LVDT superiori. Per capire di quanto ancora la forza potesse crescere, una volta raggiunta la fine corsa degli LVDT, questi sono stati riabbassati e si è proceduto all'estrazione totale dell'EMACO. In figura 5.182 è riportato il grafico forza-spostamento medio ottenuto in questa seconda fase.

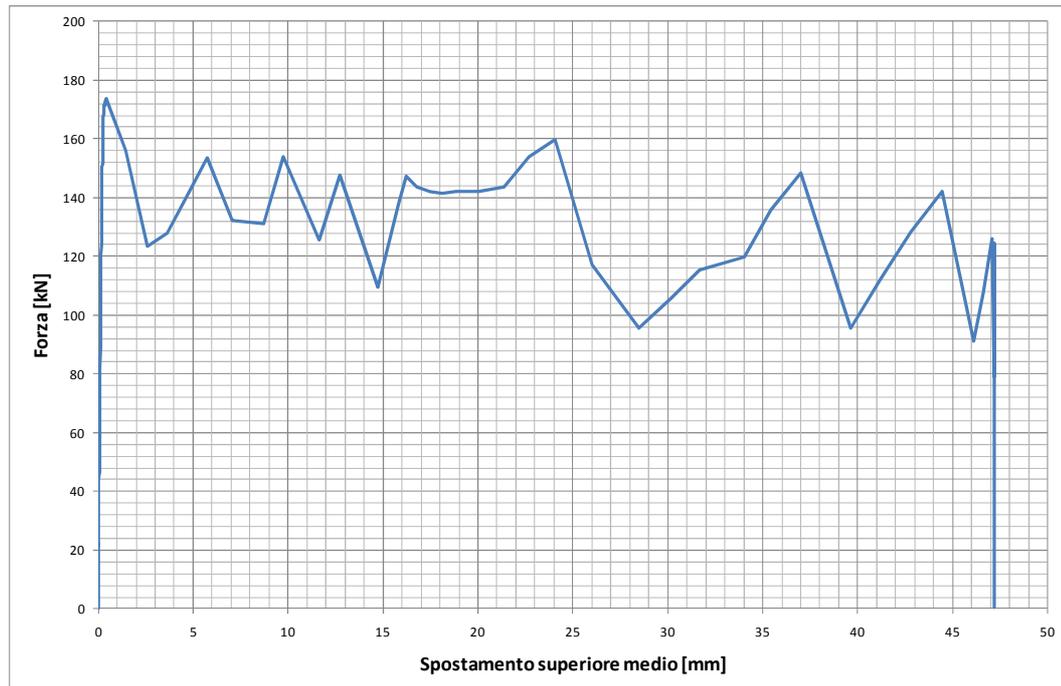


Figura 5.182 Grafico forza_spostamento superiore medio ottenuto nella fase di estrazione finale del getto di EMACO.

Durante l'estrazione finale dell'EMACO, quest'ultimo ha subito numerosi balzi ben visibili anche nel grafico sopra riportato. Essi si sono presentati come un'alternanza di momenti in cui ad un incremento di forza con pendenza molto elevata corrispondeva un aumento molto basso di spostamento e altri momenti caratterizzati da una perdita improvvisa di forza unita ad un cospicuo aumento dello spostamento rilevato. Questo comportamento particolare, già osservato anche se in maniera molto meno evidente in altri campioni, probabilmente è dovuto a scabrosità e durezza superficiali che hanno causato fenomeni di ingranamento meccanico a livello microscopico.

Nelle figure 5.183 e 5.184 sono riportate due immagini della barra e del getto di EMACO estratti dal plinto in calcestruzzo.



Figura 5.183 Getto di EMACO e barra estratti dal plinto.



Figura 5.184 Particolare del getto di EMACO e barra estratti dal plinto.

Il getto di EMACO si è rotto ad una profondità rispetto alla superficie superiore del plinto pari a circa 20 cm. La rottura è quindi avvenuta ad una profondità inferiore rispetto al campione 2A1 (25 cm). Inoltre il getto di EMACO estratto dal plinto mostrava numerose fessure e spaccature a differenti altezze con asse praticamente ortogonale a quello del getto di malta. Queste si pensa si siano formate durante i numerosi balzi che l'EMACO ha subito durante l'estrazione finale. Le fessure in questione sono meglio visibili nei particolari di figura 5.185 e 5.186.



Figura 5.185 Particolare delle fessure presenti nell'EMACO estratto dal campione 2E1.



Figura 5.186 Particolare delle fessure presenti nell'EMACO estratto dal campione 2E1.

5.14 Campione 2E2

Il campione 2E2 è stato sottoposto prima a dei cicli di forza orizzontale di alto livello e poi ad una prova di estrazione monotona. Le principali informazioni relative al campione in questione sono riportate in tabella 5.14 (i giorni di invecchiamento dell'EMACO e del calcestruzzo sono relativi alla data di esecuzione della prova di estrazione). Le grandezze d, h ed i sono riportate al capitolo 4 nelle figure 4.8 e 4.9 mentre k è riportata in figura 4.15.

2E2	
Lunghezza dello scatolare [mm]	310
d [mm]	310
h [mm]	50
i [mm]	65
k [mm]	64
Data di getto del cls	?
Data di inghisaggio della barra	11/1/11
Data di applicazione dei cicli di forza orizzontale	22/2/11
Data di esecuzione della prova di estrazione	22/2/11
Giorni di invecchiamento dell'EMACO	42
Giorni di invecchiamento del cls	?

Tabella 5.14 Informazioni relative al campione 2E2.

- APPLICAZIONE DEI CICLI DI FORZA ORIZZONTALE

In figura 5.187 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per l'applicazione dei cicli di forza orizzontale di alto livello.

Sono stati applicati i seguenti gruppi di cicli:

- 5 cicli da 9 kN
- 5 cicli da 15 kN
- 5 cicli da 22.5 kN
- 5 cicli da 30 kN



Figura 5.187 Campione 2E1 durante l'applicazione dei cicli di forza orizzontale.

La prova è stata condotta in controllo di forza.

La pressione complessiva che è stata applicata ai due pistoni che mantengono il plinto spinto contro le due traverse gialle di contrasto è pari a 200 bar a cui corrisponde una forza di circa 88 kN.

In figura 5.188 è stato riportato il grafico forza-spostamento relativo a tutti i gruppi di cicli applicati mentre nelle figure 5.189-5.192 sono riportati i grafici forza-spostamento relativi alle singole serie di cicli applicati.

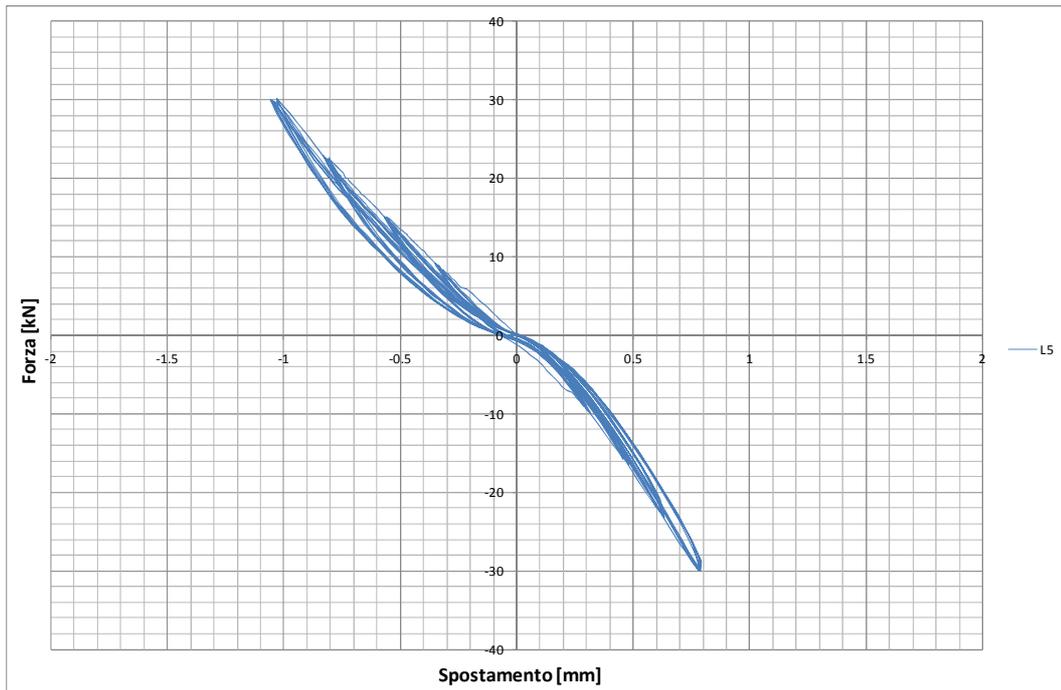


Figura 5.188 Grafico forza-spostamento relativo a tutti i gruppi di cicli applicati.

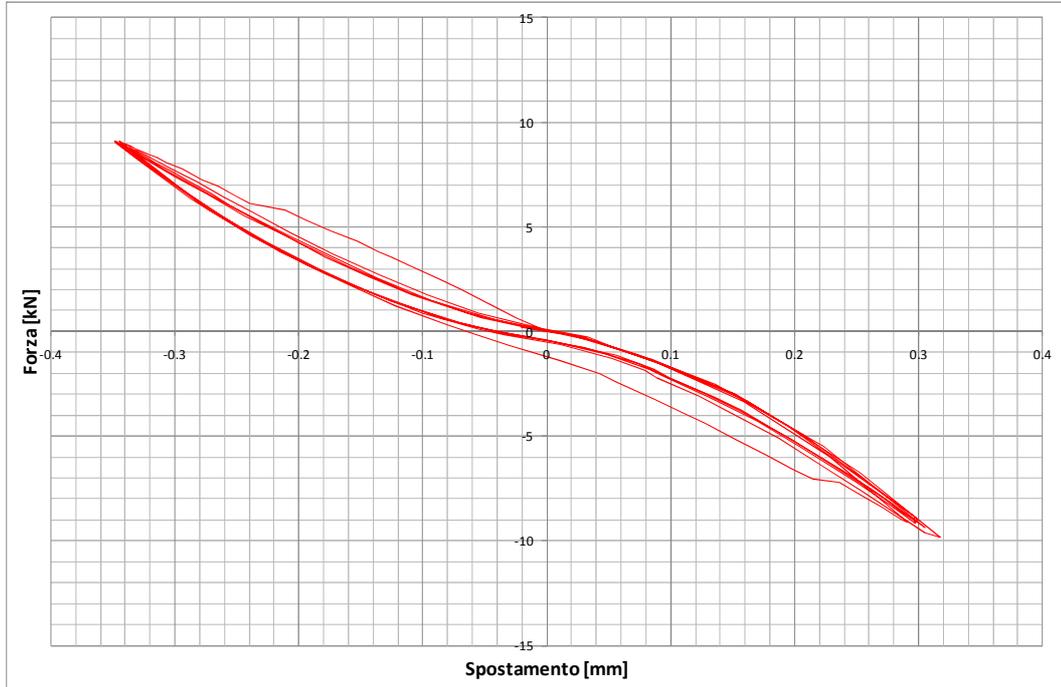


Figura 5.189 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 9 kN.

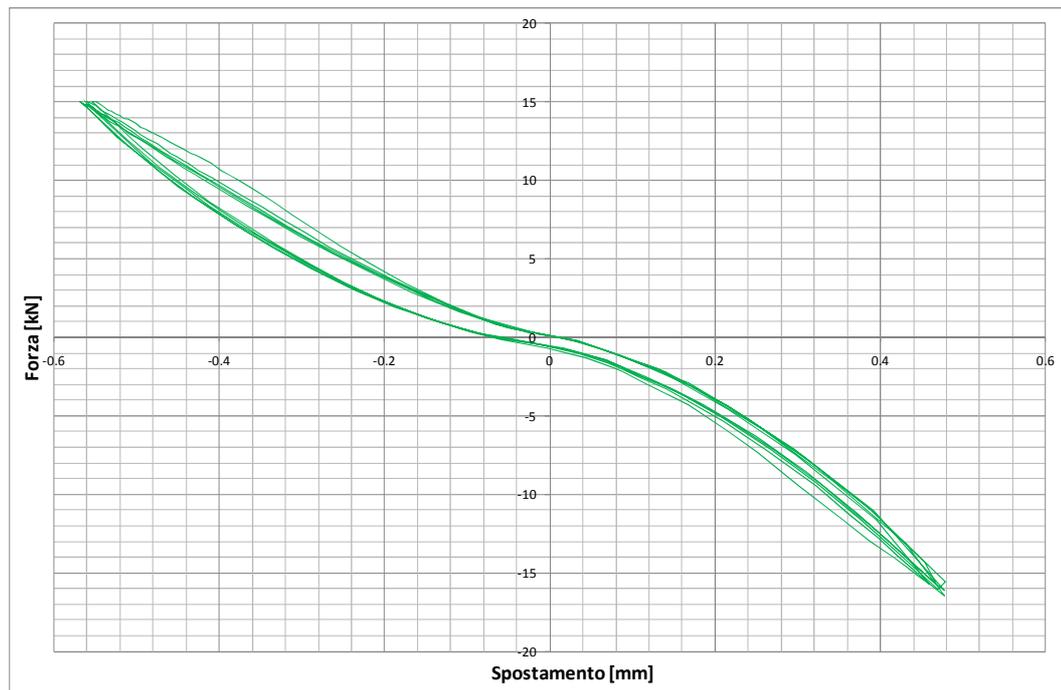


Figura 5.190 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 15 kN.



Figura 5.191 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 22.5 kN.

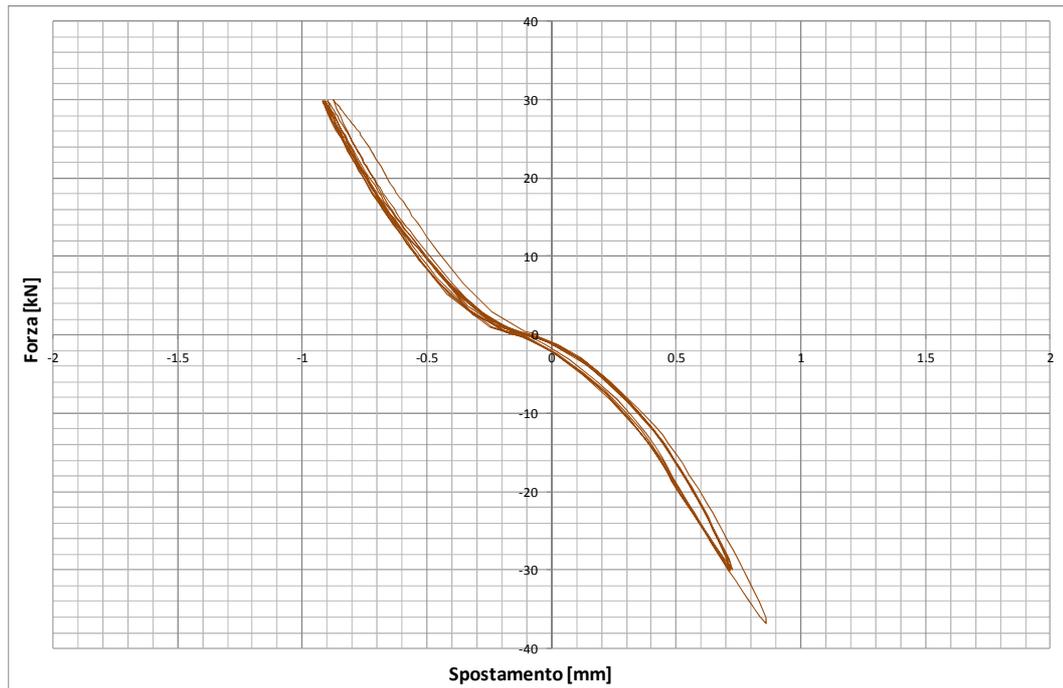


Figura 5.192 Grafico forza-spostamento relativo ai cicli da 30 kN.

- PROVA DI ESTRAZIONE MONOTONA

Anche in questo caso prima di iniziare la prova si è andati a misurare la distanza tra l'intradosso del plinto e la superficie inferiore del getto di EMACO al fine di verificare che la sua lunghezza fosse effettivamente di 30 cm.

In figura 5.193 è riportata un'immagine del campione strumentato pronto per essere testato.



Figura 5.193 Campione 2E2 pronto per la prova.

La prova di estrazione monotona in questione è stata condotta secondo le seguenti fasi:

1. ciclo di carico di assestamento fino al raggiungimento di una forza di trazione sulla barra pari a 30 kN;
2. scarico;
3. ricarico fino a rottura.

In figura 5.194, 5.195 e 5.196 sono riportati rispettivamente i grafici forza-spostamento superiore, forza-spostamento superiore medio e forza-spostamento inferiore.

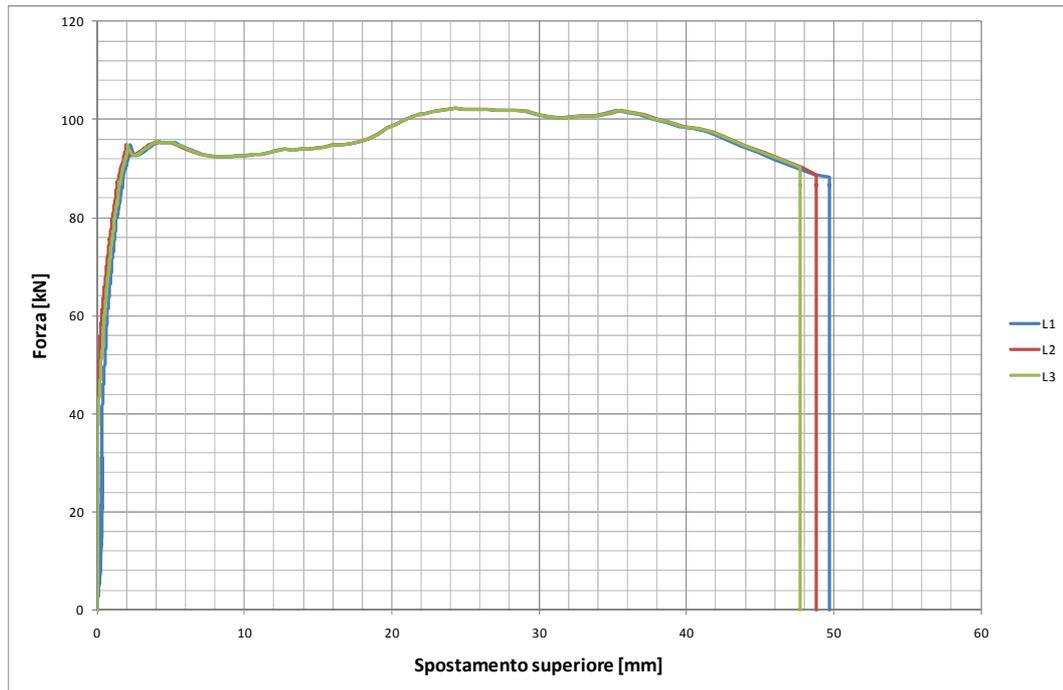


Figura 5.194 Grafico forza-spostamento superiore.

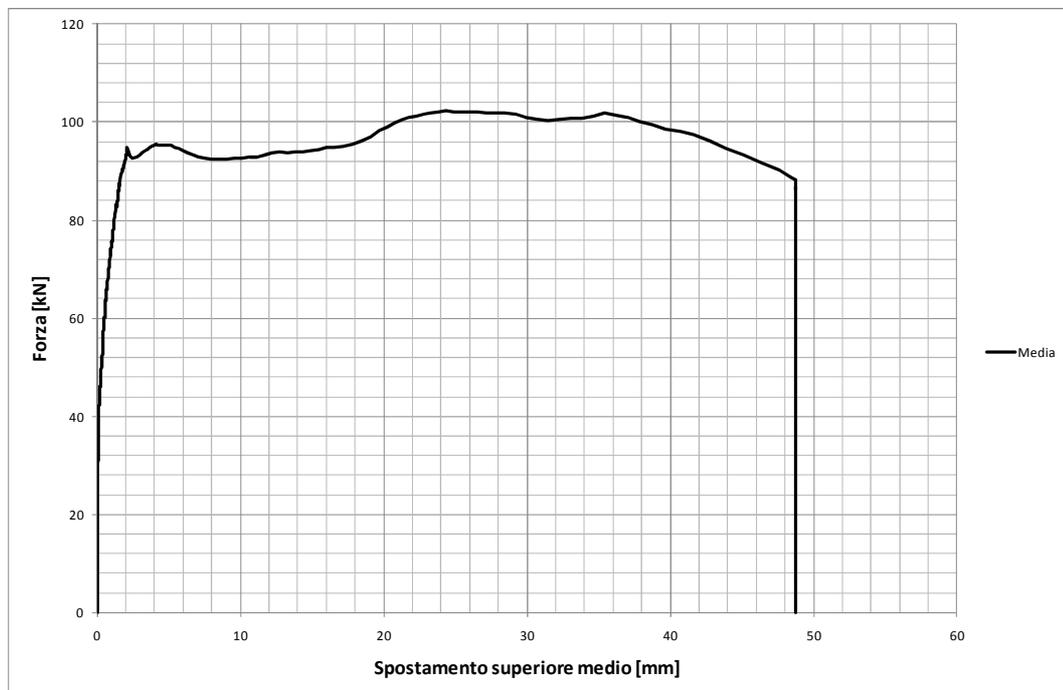


Figura 5.195 Grafico forza-spostamento superiore medio.

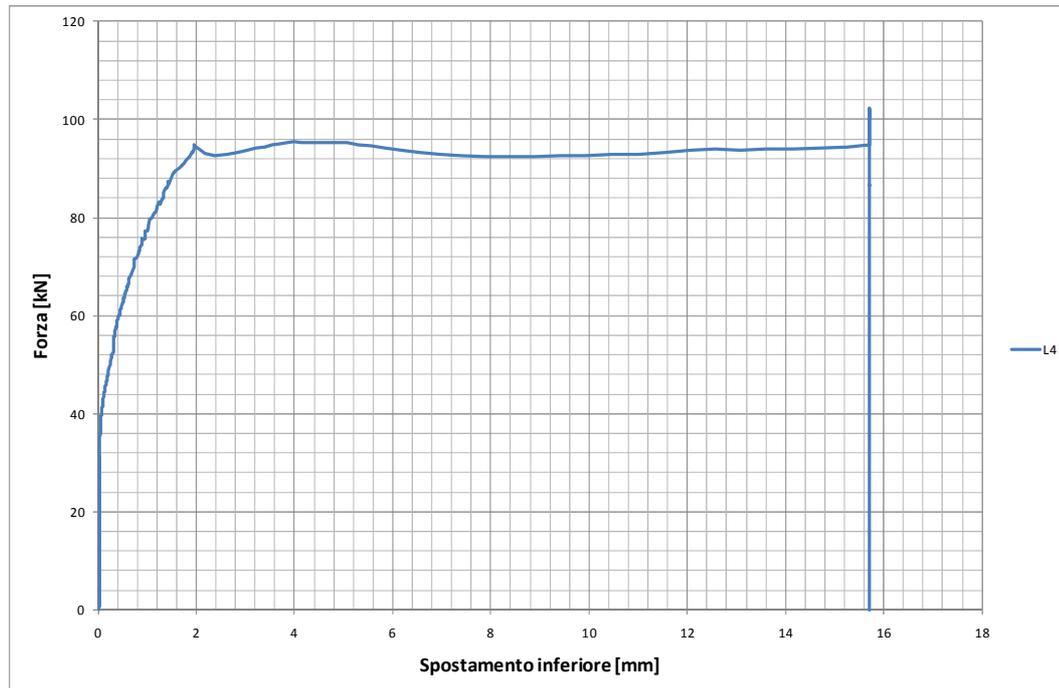


Figura 5.196 Grafico forza-spostamento inferiore.

Analogamente a quanto accaduto per i campioni precedenti, la prova è stata arrestata a causa dello sfilamento del getto di EMACO dallo scatolare in acciaio mentre questo era ancora perfettamente inserito all'interno del plinto in calcestruzzo. La barra è rimasta solidale alla malta di inghisaggio. L'aderenza tra il getto di EMACO e la superficie interna dello scatolare è venuta meno in corrispondenza di una forza di trazione esercitata dal martinetto cavo pari a 95.1 kN a cui corrisponde una tensione tangenziale media $\tau_m = 1.1 \text{ MPa}$. Come per il campione 2A1, una volta raggiunta la perdita di aderenza, non si è verificato praticamente nessun abbattimento di forza. Quest'ultima contrariamente è continuata a crescere probabilmente, come già anticipato, a causa della non perfetta verticalità della barra.

Capitolo 6

Prove di pull-out: analisi dei risultati e conclusioni

Nel presente capitolo è stata effettuata un'analisi complessiva di tutti i risultati ottenuti dalle prove di estrazione illustrate nel capitolo precedente. Sono stati riportati i vari confronti effettuati e sono state descritte le conclusioni e le deduzioni a cui si è giunti al termine della campagna sperimentale in questione.

In particolare nel primo paragrafo sono state elencate alcune considerazioni valide per tutti i campioni testati mentre nei tre paragrafi centrali si è cercato di illustrare l'influenza che hanno manifestato sul meccanismo di aderenza interna i tre parametri che sono stati fatti variare nella sperimentazione: la lunghezza degli scatolari, i cicli di forza verticale e i cicli di forza orizzontale. Infine, nell'ultimo paragrafo è stata riportata la curva τ -slip ricavata sulla base dei dati sperimentali a disposizione.

6.1 Generalità

Prima di analizzare nel dettaglio l'influenza che hanno avuto sul comportamento del sistema di ancoraggio studiato la lunghezza dello scatolare in acciaio, la forza ciclica orizzontale e quella verticale, è bene fare alcune considerazioni di carattere generale.

Meccanismo di rottura

Per prima cosa si vuole sottolineare il fatto che tutte le 14 prove di estrazione effettuate hanno mostrato un meccanismo di rottura del tutto inaspettato. Essendo infatti i campioni testati del tutto analoghi a quelli esaminati nella campagna

Capitolo 6

sperimentale effettuata nel 2006 e riportata al paragrafo 3.2, ci si aspettava che la rottura si manifestasse per perdita dell'aderenza esterna tra lo scatolare in acciaio e il calcestruzzo del plinto senza che il getto di EMACO interno allo scatolare subisse alcuno spostamento. Il meccanismo di rottura per perdita dell'aderenza esterna era prevedibile in quanto facendo riferimento ai dati sperimentali ottenuti nel 2006, è stato possibile calcolare sia la forza di trazione in corrispondenza della quale si sarebbe dovuto manifestare lo scorrimento dello scatolare all'interno del calcestruzzo (F'), sia la forza di trazione corrispondente allo scorrimento del getto di EMACO all'interno dello scatolare (F''). La prima è stata calcolata come il prodotto tra la superficie esterna dello scatolare e la tensione media, ottenuta sperimentalmente nel 2006, in corrispondenza della quale è stata osservata la perdita dell'aderenza esterna tra lo scatolare in acciaio e il calcestruzzo ($\tau_m = 1.1 \text{ MPa}$) mentre la seconda è stata calcolata come il prodotto tra la superficie interna dello scatolare e la tensione media, ottenuta sperimentalmente nel 2006, in corrispondenza della quale è stata osservata la perdita dell'aderenza interna tra scatolare in acciaio e getto di malta ($\tau_m = 6 \text{ MPa}$). Le due forze in questione assumono i seguenti valori:

$$F' = 4 * 80 * 400 * 1.1 = 140.8 \text{ kN}$$

$$F'' = 4 * 72 * 400 * 6 = 691.2 \text{ kN}$$

Inoltre è stata calcolata la forza F''' corrispondente allo snervamento per trazione della barra:

$$F''' = 490 * \pi * 16^2 = 394 \text{ kN}$$

Essendo $F'' > F''' > F'$, ci si aspettava, come già anticipato, che la rottura si manifestasse per perdita dell'aderenza esterna tra lo scatolare in acciaio e il

calcestruzzo del plinto. In realtà, dopo un'analisi più approfondita, questo non era così scontato infatti la reale forza F' corrispondente alla perdita di aderenza esterna probabilmente è maggiore di quella appena calcolata per i seguenti motivi:

1. la resistenza a compressione del calcestruzzo utilizzato per la creazione dei plinti testati (48.25 MPa) è maggiore rispetto a quella del calcestruzzo utilizzato nel 2006 (33 MPa). Essendo l'aderenza proporzionale alla resistenza a compressione del calcestruzzo, la reale forza F' sarà sicuramente superiore a quella sopra calcolata.
2. quando sono stati gettati i plinti, per mantenere fermi gli scatolari durante il getto, questi sono stati fissati alle barre di armatura dei plinti mediante delle saldature. A differenza della campagna sperimentale del 2006 dove erano stati inseriti dei semplici punti di saldatura, questa volta sono state effettuate delle saldature vere e proprie (Figura 6.1). Esse costituiscono un ulteriore impedimento all'estrazione dello scatolare dal plinto causando un incremento della forza F' rispetto a quella calcolata.

Queste due osservazioni, nonostante facciano presagire che la τ_m in corrispondenza della quale si ha la perdita dell'aderenza esterna tra lo scatolare in acciaio e il calcestruzzo sia maggiore di quella verificatasi nel 2006, non sono però quantificabili. Non è quindi possibile stimare un valore per F' .

Da quanto appena spiegato, non era quindi affatto scontato che la rottura avvenisse per perdita dell'aderenza esterna. Il fatto più sorprendente è stato che la tensione media in corrispondenza della quale è venuta meno l'aderenza interna tra il getto di EMACO e lo scatolare in acciaio ($\tau_m = 1.5 \text{ MPa}$), è nettamente inferiore a quella osservata nella campagna sperimentale del 2006 ($\tau_m = 6 \text{ MPa}$).



Figura 6.1 Particolare delle saldature tra le barre di armatura del plinto e lo scatolare che consentono a quest'ultimo di rimanere fermo durante il getto di calcestruzzo.

Una possibile spiegazione che giustifichi il cambiamento del meccanismo di rottura e che soprattutto motivi la riduzione così drastica della tensione corrispondente alla perdita di aderenza interna è rappresentata dal fatto che probabilmente gli scatolari non sono stati ben puliti all'interno dagli oli che vengono utilizzati nel processo di trafilatura degli stessi.

Rottura del getto di EMACO

Un'altra considerazione valida per tutti i campioni testati è relativa alla rottura del getto di EMACO ad una distanza di circa 5÷10 cm dalla sua estremità inferiore. Come già spiegato nel capitolo precedente, per alcuni dei campioni testati si è infatti deciso di procedere all'estrazione completa della barra ad aderenza migliorata e del getto di EMACO. Quest'ultimo in tutti i casi ha presentato una frattura in prossimità della parte inferiore caratterizzata da una superficie di

rottura di forma conica (figura 6.2). Nonostante l'estrazione completa non sia stata effettuata per tutti i campioni ma solo per alcuni, ci si aspetta lo stesso fenomeno anche per quei campioni in cui l'estrazione del getto di malta si è limitata a pochi centimetri.



Figura 6.2 Getto di EMACO estratto da un plinto con superficie di frattura inferiore conica.

Inoltre nei casi in cui si è proceduto all'estrazione totale del getto di malta, la parte inferiore del getto che si è staccata dal corpo principale viene trascinata verso l'alto. Estrahendo completamente il getto l'interno dello scatolare si presenta come in figura 6.3.



Figura 6.3 Particolare dell'interno dello scatolare una volta avvenuta l'estrazione totale della barra e del getto di EMACO.

L'EMACO che è rimasto intrappolato all'interno dello scatolare è saldamente ancorato alle pareti di quest'ultimo tanto che non è stato possibile staccarlo neppure mediante l'ausilio di un martello. Si pensa che questo sia dovuto al meccanismo schematizzato in figura 6.4

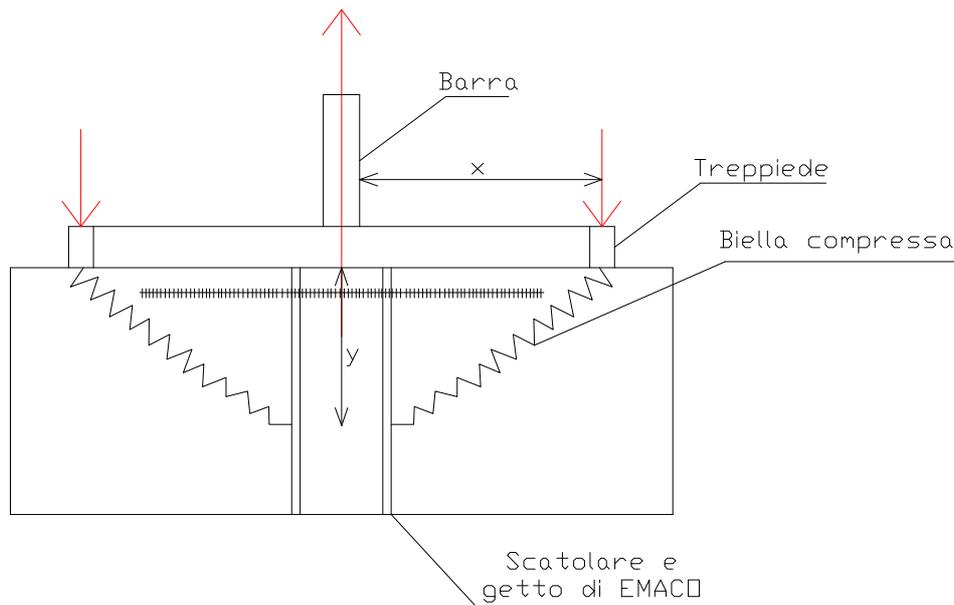


Figura 6.4 Presunto meccanismo che si forma all'interno del plinto durante la prova di estrazione.

Quando il martinetto cavo esercita la forza di trazione sulla barra, il treppiede esercita una forza di compressione sul plinto all'interno del quale si viene a formare un sistema di bielle compresse non ben definite. In questa fase l'estradosso del plinto tende ad allungarsi allargando lo scatolare. Al contrario, quando viene meno la forza di trazione esercitata dal martinetto cavo sulla barra, le bielle compresse nel calcestruzzo si scaricano, la parte superiore del plinto riprende la posizione iniziale e lo scatolare si contrae. A causa di questo restringimento, probabilmente si crea un agganciamento meccanico tra le pareti dello scatolare e la malta che è stata trascinata verso l'alto durante l'estrazione, che le consente di rimanere saldamente ancorata alle pareti del tubo in acciaio.

Il meccanismo ipotizzato potrebbe rappresentare una spiegazione anche al fatto che i getti di EMACO durante l'estrazione si fratturino nella parte inferiore. In quest'ultima, infatti, essendo lo scatolare più contratto, gli scorrimenti tra l'EMACO e le pareti interne dello scatolare sono più ostacolati rispetto alla parte superiore in cui il tubolare è più allargato. Questo, probabilmente, provoca delle concentrazioni di tensioni di trazione nella parte inferiore del getto di malta che ne causano la rottura.

Forma della curva forza-spostamento medio

L'ultima considerazione di carattere generale è relativa alla curva forza-spostamento superiore medio che si ottiene dalle varie prove di estrazione (per le prove di estrazione cicliche si considera l'involuppo). Tutte le curve presentano un tratto iniziale caratterizzato da una pendenza piuttosto elevata, poi la pendenza diminuisce leggermente fino al raggiungimento di un valore massimo di forza. Successivamente al raggiungimento della forza massima, si ha un plateau in cui la forza generalmente subisce una diminuzione del 10 ÷ 20 % rispetto al valore di picco.

Per alcuni dei campioni con scatolare di lunghezza pari a 30 cm, una volta raggiunto il picco di forza, quest'ultima cala leggermente e poi riprende a crescere. Questo fenomeno si pensa sia dovuto al fatto che essendo alcune delle barre non perfettamente perpendicolari rispetto al plinto, l'estrazione avviene con un certo angolo di inclinazione che produce un incremento di forza per grandi scorrimenti. In altri campioni (esempio 2E1) la curva forza-spostamento superiore medio mostra la presenza di numerosi balzi che si sono manifestati come un'alternanza di momenti in cui ad un incremento di forza con pendenza molto elevata corrispondeva un aumento molto basso di spostamento e altri momenti caratterizzati da una perdita improvvisa di forza unita ad un cospicuo aumento dello spostamento rilevato. Questo comportamento si pensa sia dovuto a scabrosità e durezza superficiali che hanno causato fenomeni di ingranamento meccanico a livello microscopico.

6.2 Influenza della lunghezza dello scatolare

Come ci si aspettava la lunghezza dello scatolare incide sul valore di forza massima raggiunta. I plinti con gli scatolari da 30 cm presentano infatti dei valori di forza di picco inferiori rispetto a quelli osservati per i campioni con gli scatolari da 40 cm. Nelle successive figure 6.5-6.8 si riportano i confronti tra i grafici forza-spostamento superiore medio per i campioni con gli scatolari da 30 cm e per quelli con gli scatolari da 40 cm relativamente alle varie tipologie di prove effettuate (estrazione monotona, estrazione ciclica, forza ciclica orizzontale accoppiata ad estrazione ciclica e forza ciclica orizzontale accoppiata ad estrazione monotona). In tabella 6.1 sono riassunti i valori della forza massima raggiunta F_{max} e della corrispondente tensione tangenziale media τ_m .

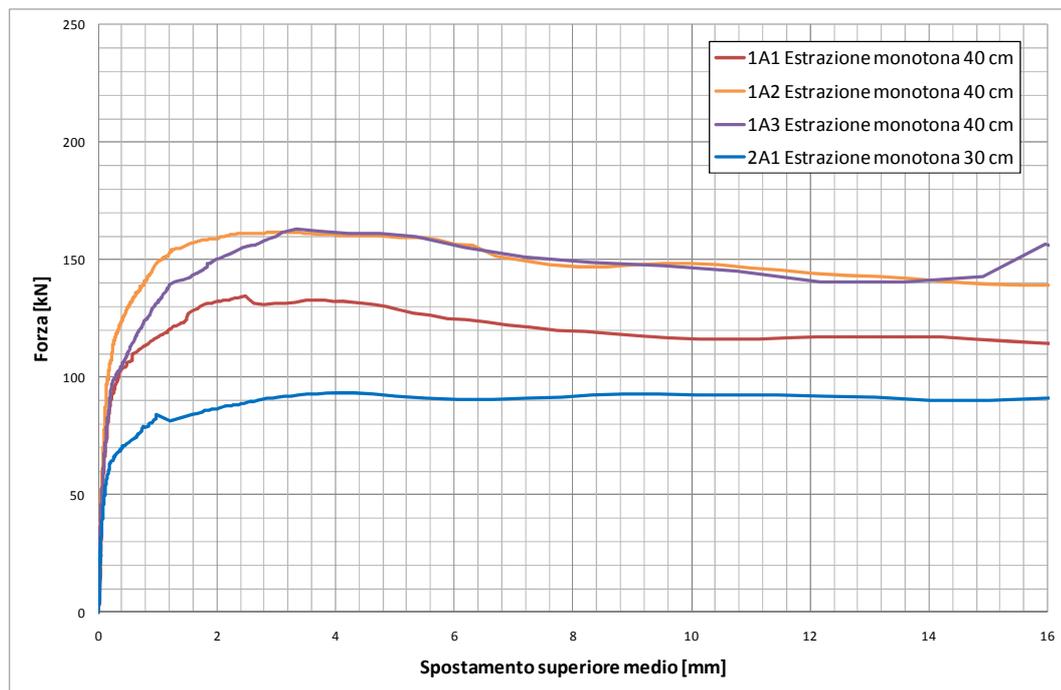


Figura 6.5 Confronto tra i plinti con scatolari da 30 cm e quelli con scatolari da 40 cm relativamente alla prova di estrazione monotona.

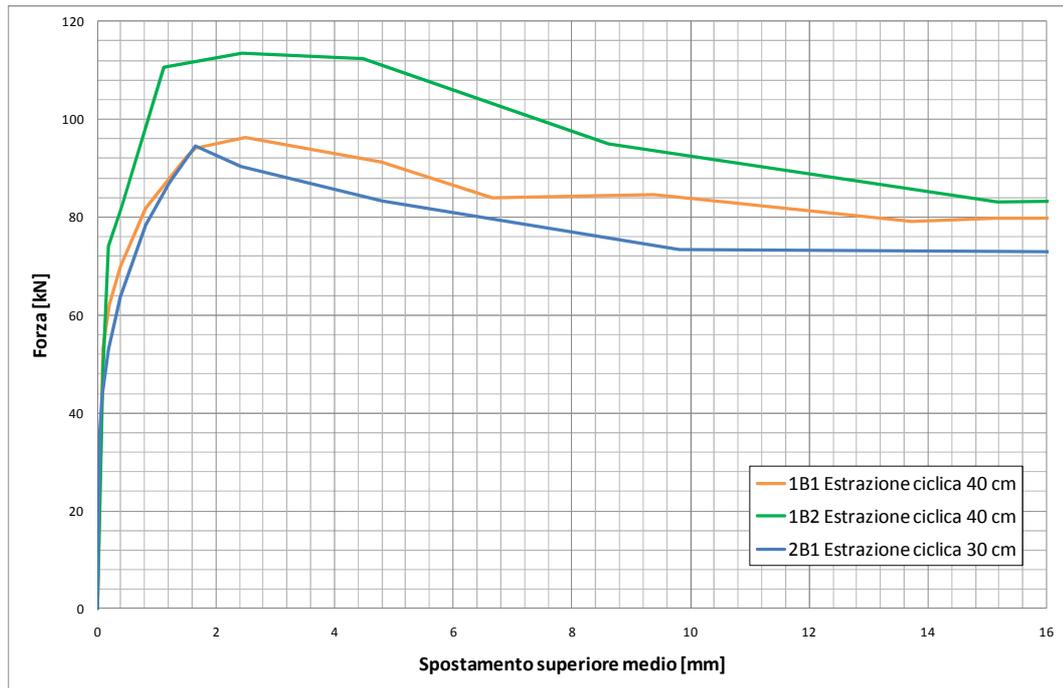


Figura 6.6 Confronto tra i plinti con scatolari da 30 cm e quelli con scatolari da 40 cm relativamente alla prova di estrazione ciclica.

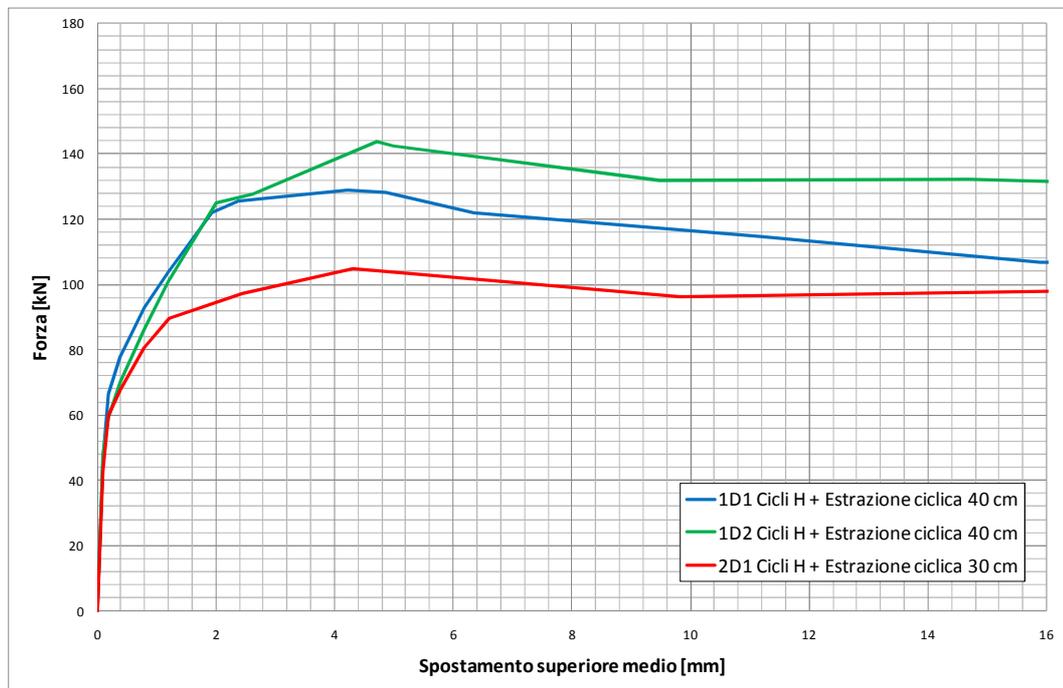


Figura 6.7 Confronto tra i plinti con scatolari da 30 cm e quelli con scatolari da 40 cm relativamente alle prova caratterizzata da cicli di forza orizzontale ed estrazione ciclica.

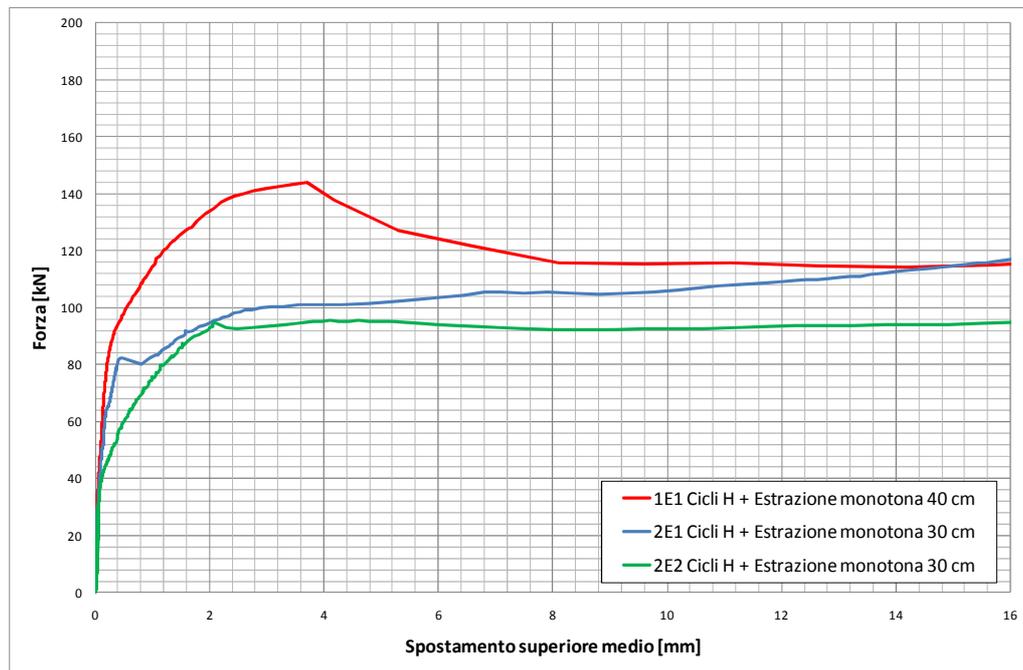


Figura 6.8 Confronto tra i plinti con scatolari da 30 cm e quelli con scatolari da 40 cm relativamente alle prova caratterizzata da cicli di forza orizzontale ed estrazione monotona.

Tipo di prova	A (estrazione monotona)		B (estrazione ciclica)		D (cicli di forza orizzontale + estrazione ciclica)		E (cicli di forza orizzontale + estrazione monotona)	
	30	40	30	40	30	40	30	40
Lunghezza scatolare [cm]	30	40	30	40	30	40	30	40
F_{max} [kN]	93.2	152.9	94.5	104.8	104.9	136.3	97.8	143.8
τ_m [MPa]	1.08	1.33	1.09	0.91	1.21	1.18	1.13	1.25
% di F_{max} della prova di estrazione monotona A (con scatolare della stessa lunghezza)	/	/	101.4	68.5	112.5	89.1	104.9	94

Tabella 6.1 Valori di F_{max} e di τ_m per i campioni con lo scatolare da 30 cm e per quelli con lo scatolare da 40 cm.

Come si può osservare dalla tabella sopra riportata, e come ci si aspettava, tutti i campioni con scatolare da 40 cm presentano delle forze di picco maggiori rispetto a quelli con scatolare da 30 cm. Per quanto riguarda invece il valore di τ_m , questa appare superiore nei plinti con scatolare da 40 cm solo per le prove di tipo A ed E

ossia le prove caratterizzate da estrazione monotona. Per le prove di tipo B e D, ossia quelle caratterizzate da estrazione verticale ciclica, la tensione tangenziale media è maggiore, anche se di poco, nei plinti con scatolare da 30 cm. Da queste osservazioni si può dedurre che la τ_m diminuisce al diminuire della lunghezza dello scatolare solo per estrazioni monotone. Quando l'estrazione è di tipo ciclica infatti, τ_m è pressoché uguale per entrambe le tipologie di scatolari. Quanto affermato è indipendente dall'applicazione o meno della forza orizzontale ciclica. Bisogna tenere presente, tuttavia, che la distribuzione della τ_m lungo la scatolare non è uniforme ed essa rischia quindi di essere un parametro poco rappresentativo.

6.3 Influenza dei cicli verticali

Per analizzare l'influenza dei cicli di forze verticali che sono stati applicati ad alcuni dei campioni testati prima dell'estrazione finale, nelle successive figure 6.9-6.12 sono stati riportati i confronti tra i comportamenti dei plinti soggetti ad estrazione monotona (A) e quelli soggetti ad estrazione ciclica (B) e tra quelli soggetti prima ad una forza orizzontale ciclica e poi ad estrazione ciclica (D) e quelli soggetti prima ad una forza orizzontale ciclica e poi ad estrazione monotona (E). I confronti in questione sono stati effettuati separatamente per i plinti con gli scatolari da 30 cm e per quelli con gli scatolari da 40 cm.

Come è possibile osservare da tutti i grafici sotto riportati, per i plinti con scatolari da 40 cm, indipendentemente dall'applicazione o meno dei cicli di forza orizzontale, i cicli verticali generano una forte riduzione sia della forza massima raggiunta che della corrispondente tensione tangenziale media. Questo non è così marcato per i campioni con scatolari da 30 cm in cui la forza di picco è molto simile in tutti i casi indipendentemente dall'applicazione dei cicli di forze verticali. Questo vale anche per la tensione tangenziale media. In tabella 6.2 vengono riassunti i valori della forza di picco e della corrispondente tensione tangenziale media per i vari casi.

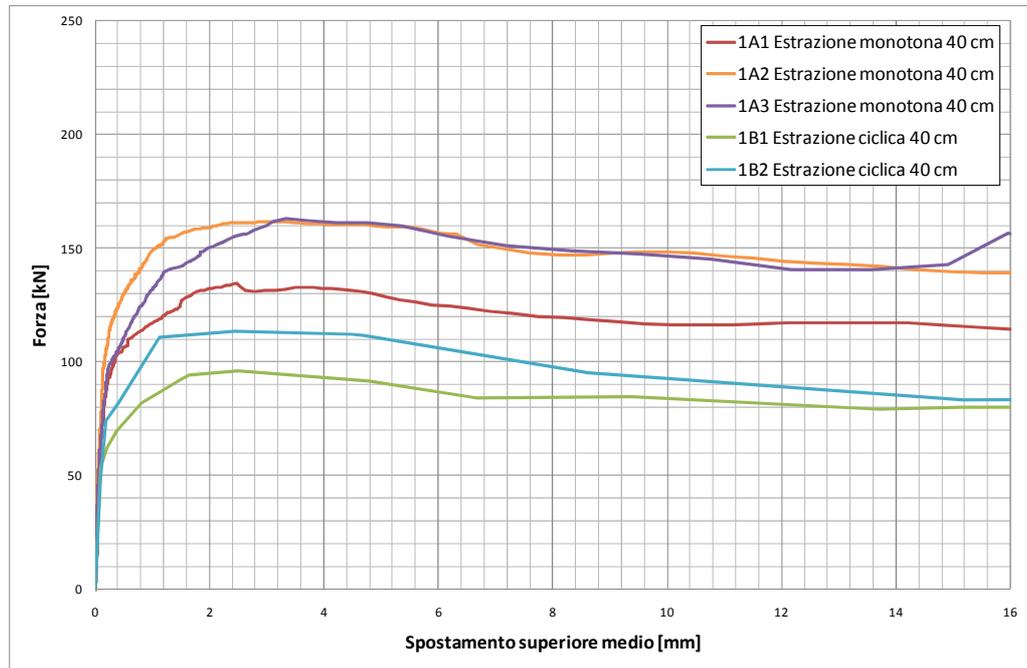


Figura 6.9 Confronto tra i comportamenti dei plinti con scatolari da 40 cm soggetti ad estrazione monotona (A) e quelli soggetti ad estrazione ciclica (B)

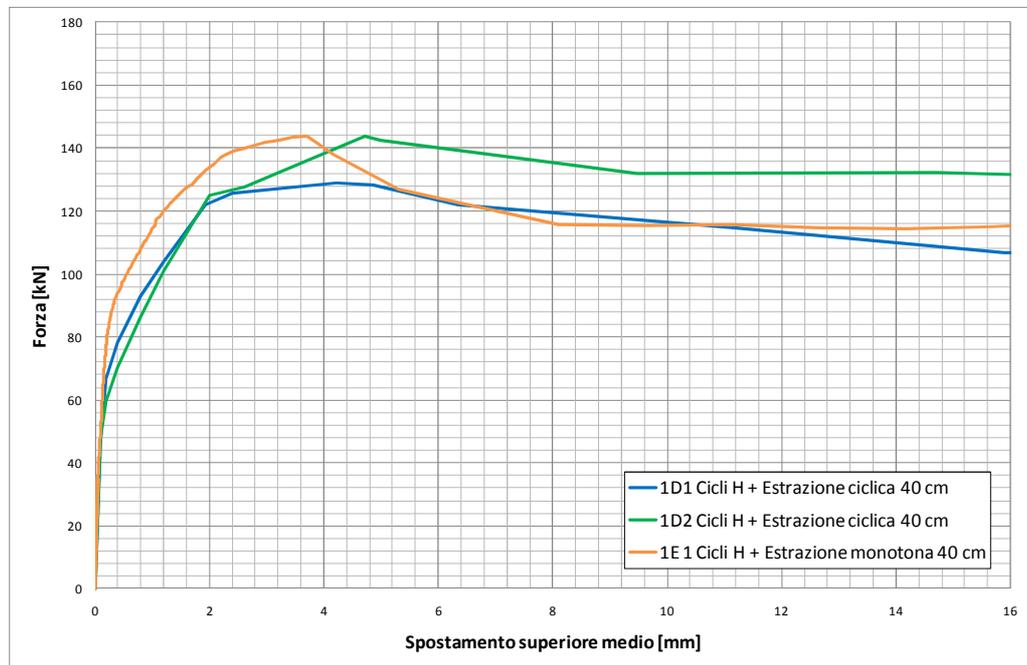


Figura 6.10 Confronto tra i comportamenti dei plinti con scatolari da 40 cm soggetti prima a forza orizzontale ciclica e poi ad estrazione monotona (E) e quelli soggetti prima a forza orizzontale ciclica e poi ad estrazione ciclica (D)

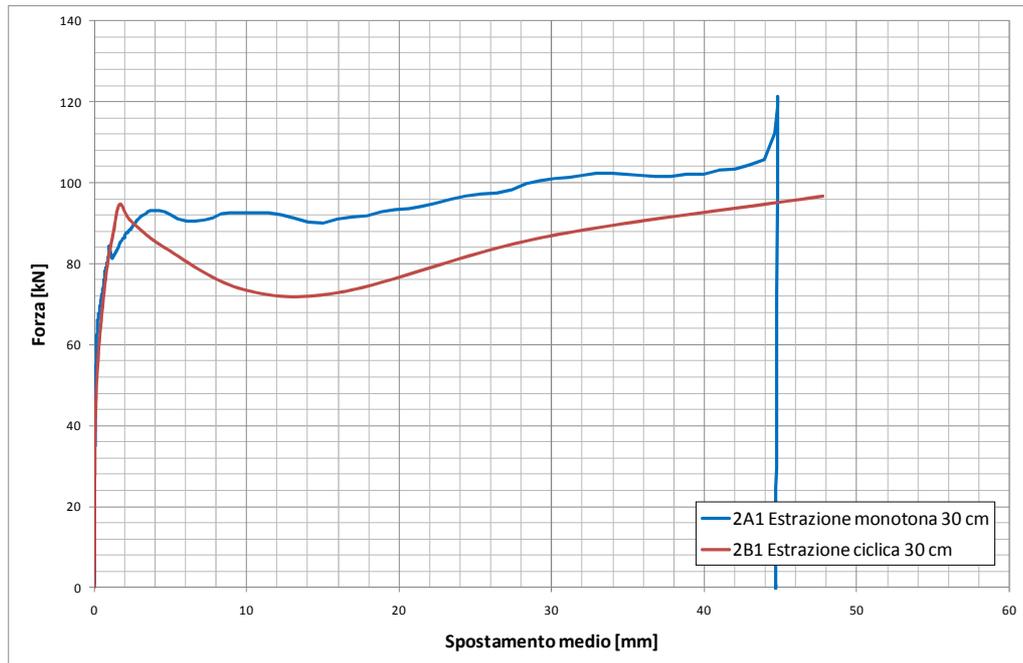


Figura 6.11 Confronto tra i comportamenti dei plinti con scatolari da 30 cm soggetti ad estrazione monotona (A) e quelli soggetti ad estrazione ciclica (B)

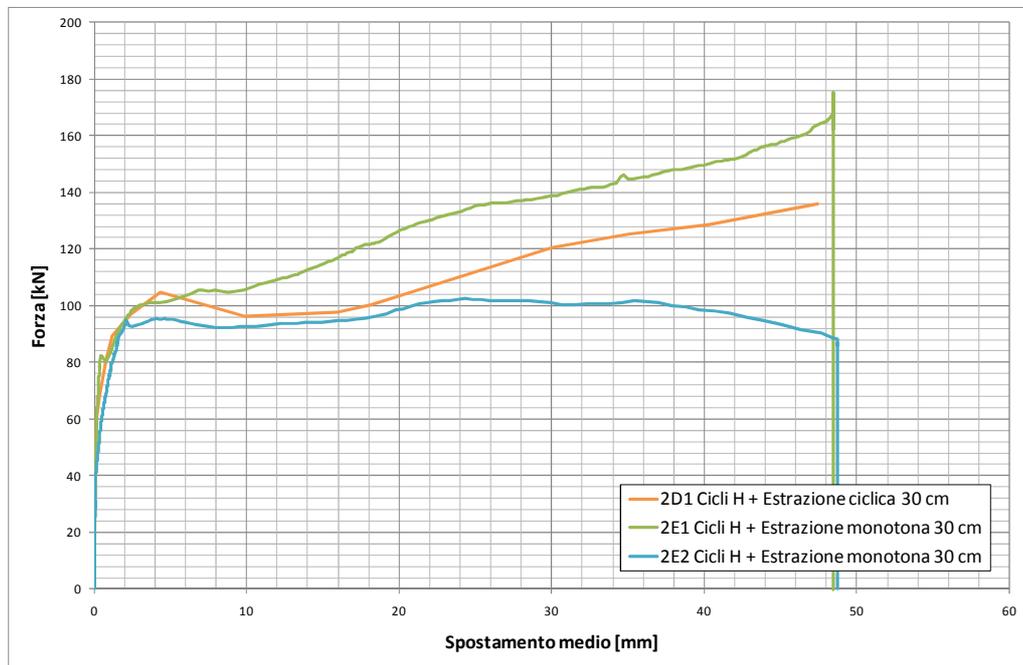


Figura 6.12 Confronto tra i comportamenti dei plinti con scatolari da 30 cm soggetti prima a forza orizzontale ciclica e poi ad estrazione monotona (E) e quelli soggetti prima a forza orizzontale ciclica e poi ad estrazione ciclica (D).

Scatolare da 40 cm				
Tipo di prova	A (estrazione monotona)	B (estrazione ciclica)	D (cicli di forza orizzontale + estrazione ciclica)	E (cicli di forza orizzontale + estrazione monotona)
F_{max} [kN]	152.9	104.8 (68.5 % di A)	136.3 (94.8 % di E)	143.8
τ_m [MPa]	1.33	0.91	1.18	1.25
% di F_{max} della prova di estrazione monotona A (con scatolare da 40 cm)	/	68.5	89.1	94
Scatolare da 30 cm				
Tipo di prova	A (estrazione monotona)	B (estrazione ciclica)	D (cicli di forza orizzontale + estrazione ciclica)	E (cicli di forza orizzontale + estrazione monotona)
F_{max} [kN]	93.2	94.5 (101.4 % di A)	104.9 (107.2 % di E)	97.8
τ_m [MPa]	1.08	1.09	1.21	1.13
% di F_{max} della prova di estrazione monotona A (con scatolare da 30 cm)	/	101.4	112.5	104.9

Tabella 6.2 Valori di F_{max} e di τ_m a confronto per le prove di tipo A e B e per quelle di tipo D ed E.

Come è possibile osservare dalla tabella sopra riportata F_{max} e τ_m assumono dei valori superiori nelle prove caratterizzate da estrazione verticale monotona solo per i campioni con scatolare da 40 cm. Per i plinti con scotalari da 30 cm F_{max} e τ_m risultano addirittura superiori nel caso di estrazione ciclica.

Come già anticipato nel capitolo precedente, analizzando i vari grafici forza-spostamento superiore medio relativi ai singoli blocchi di cicli verticali effettuati a

differenti livelli di spostamento imposto per le prove di sola estrazione ciclica (B), è possibile osservare che tra i vari cicli caratterizzati da uno stesso valore di spostamento imposto non si sono verificati cali di rigidità. Essi presentano infatti i rami di carico e quelli di scarico praticamente sovrapposti. Inoltre confrontando i gruppi di cicli parallelamente, si osserva che non si sono manifestate perdite di rigidità neppure tra un blocco l'altro in quanto le relative linee di tendenza presentano più o meno tutte la medesima pendenza. Questo si pensa sia dovuto alla presenza dello scatolare in acciaio. Esso infatti esercita una forte azione confinante sul getto di EMACO e anche quando quest'ultimo perde l'aderenza con le pareti del tubolare in acciaio, essendo da esso racchiuso, non si avvertono cali di rigidità.

6.4 Influenza dei cicli orizzontali

Per analizzare l'influenza dei cicli di forze orizzontali che sono stati applicati ad alcuni dei campioni testati prima dell'estrazione finale, nelle successive figure 6.13-6.16 sono stati riportati i confronti tra i comportamenti dei plinti soggetti ad estrazione monotona (A) e quelli soggetti prima ad una forza orizzontale ciclica e poi ad estrazione monotona (E) e tra quelli soggetti ad estrazione ciclica (B) e quelli soggetti prima ad una forza orizzontale ciclica e poi ad estrazione ciclica (D). I confronti in questione sono stati effettuati separatamente per i plinti con gli scatolari da 30 cm e per quelli con gli scatolari da 40 cm. Tutti i confronti effettuati ad eccezione di uno (quello tra le prove di tipo A ed E per gli scatolari da 40 cm) dimostrano che l'applicazione dei cicli orizzontali contribuisce positivamente in quanto genera un incremento sia della forza massima raggiunta durante l'estrazione che della corrispondente tensione tangenziale media. In tabella 6.3 vengono riassunti i valori della forza di picco e della corrispondente tensione tangenziale media per i vari casi.

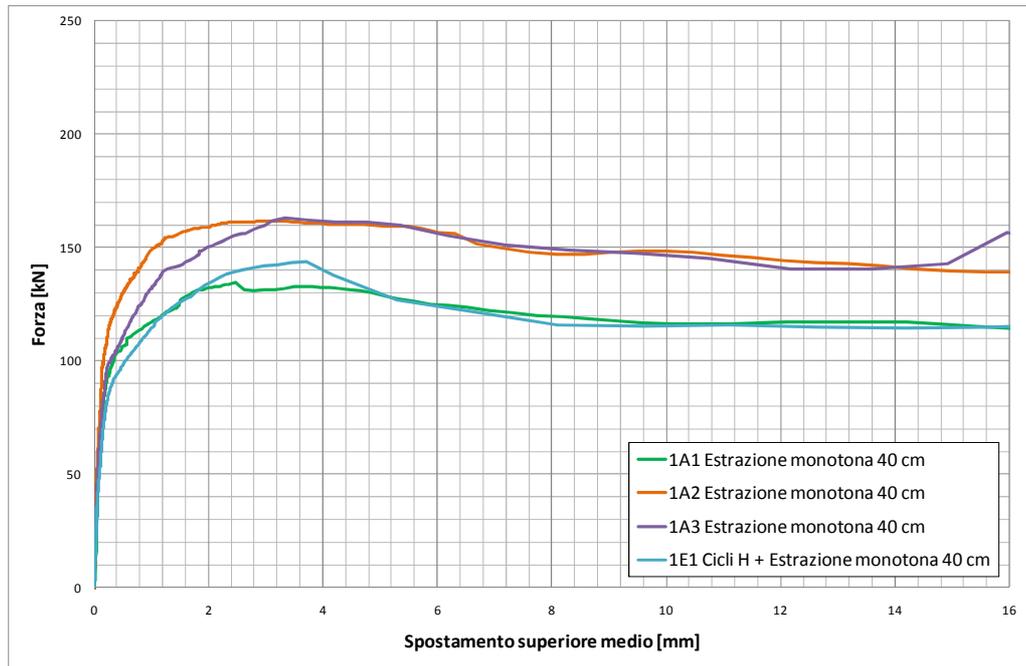


Figura 6.13 Confronto tra i comportamenti dei plinti con scatolari da 40 cm soggetti ad estrazione monotona (A) e quelli soggetti prima a forza orizzontale ciclica e poi ad estrazione monotona (E).

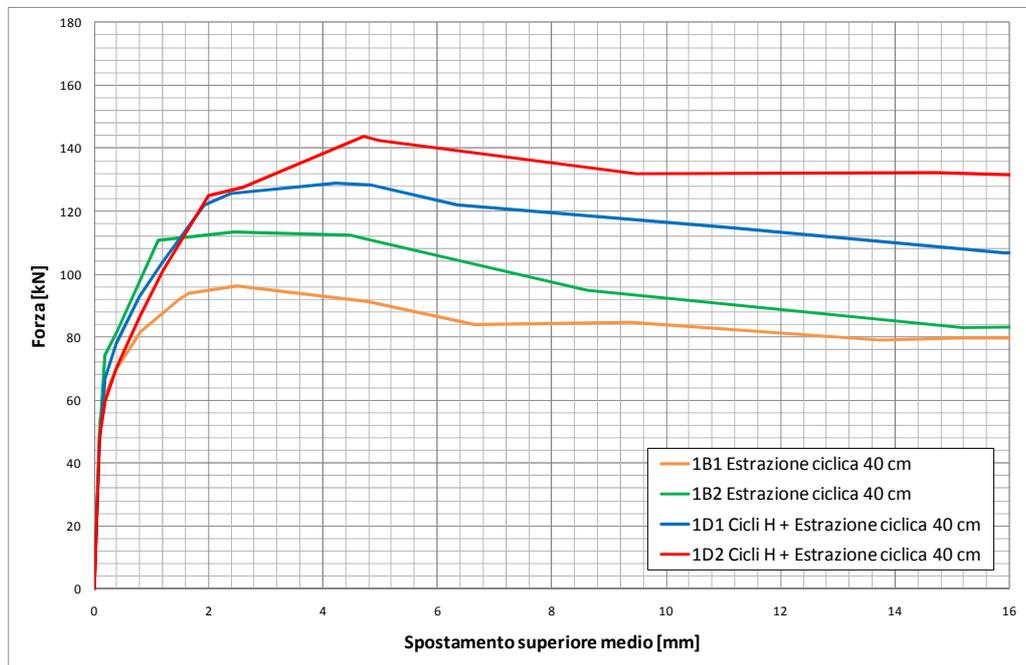


Figura 6.14 Confronto tra i comportamenti dei plinti con scatolari da 40 cm soggetti ad estrazione ciclica (B) e quelli soggetti prima a forza orizzontale ciclica e poi ad estrazione ciclica (D).

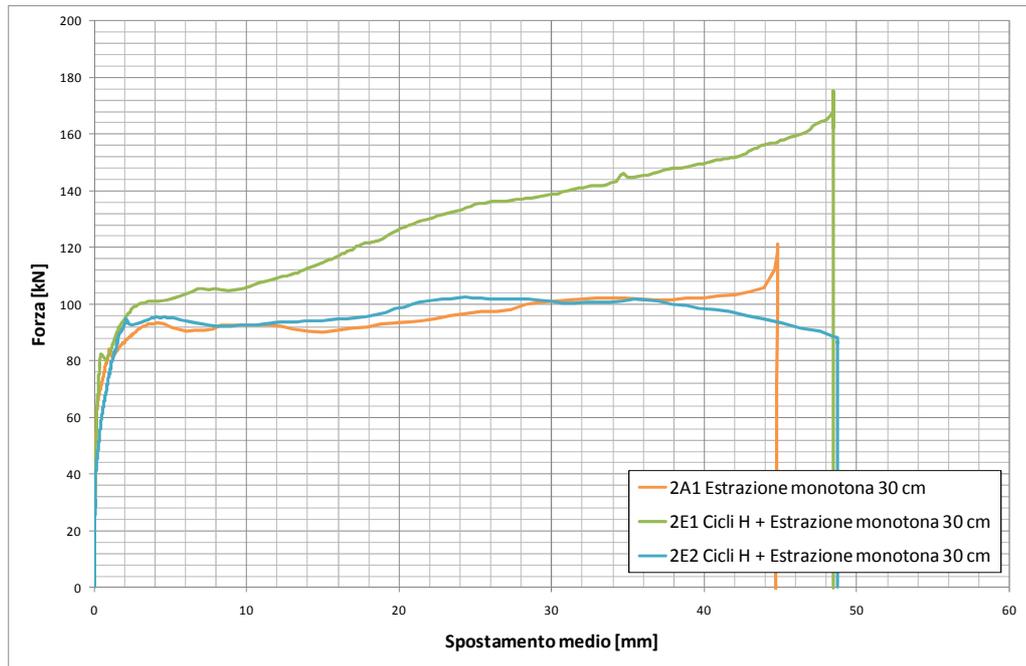


Figura 6.15 Confronto tra i comportamenti dei plinti con scatolari da 30 cm soggetti ad estrazione monotona (A) e quelli soggetti prima a forza orizzontale ciclica e poi ad estrazione monotona (E).

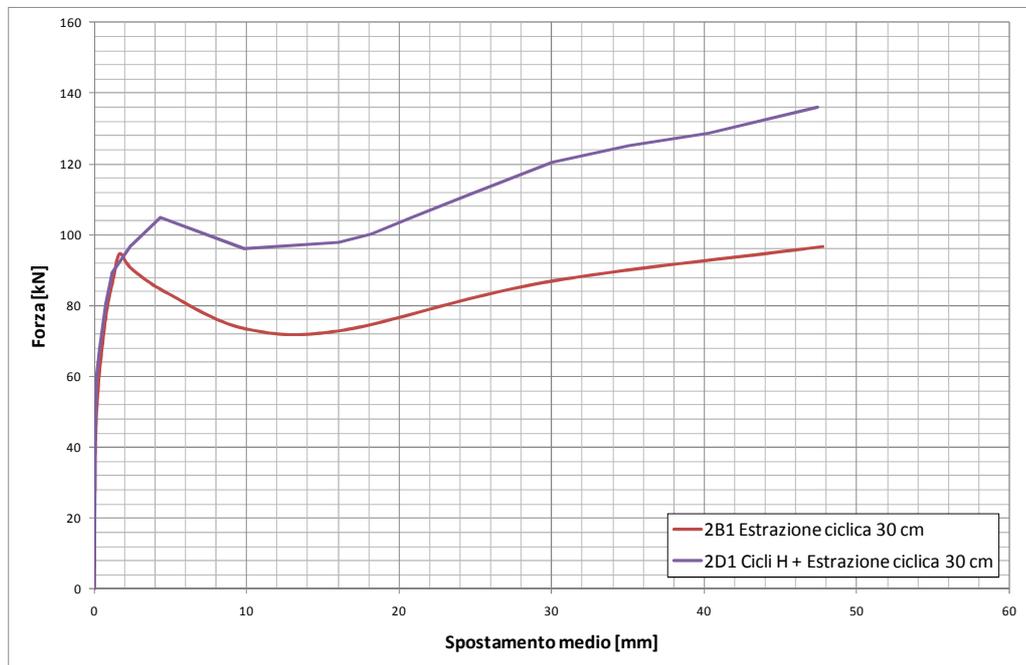


Figura 6.16 Confronto tra i comportamenti dei plinti con scatolari da 30 cm soggetti ad estrazione ciclica (B) e quelli soggetti prima a forza orizzontale ciclica e poi ad estrazione ciclica (D).

Scatolare da 40 cm						
Tipo di prova		A (estrazione monotona)	E (cicli di forza orizzontale + estrazione monotona)		D (cicli di forza orizzontale + estrazione ciclica)	B (estrazione ciclica)
F_{max} [kN]		152.9	143.8 (94 % di A)		136.3 (130 % di B)	104.8
τ_m [MPa]		1.33	1.25		1.18	0.91
% di F_{max} della prova di estrazione monotona A (con scatolare da 40 cm)		/	94		89.1	68.5
Scatolare da 30 cm						
Tipo di prova		A (estrazione monotona)	E (cicli di forza orizzontale + estrazione monotona)		D (cicli di forza orizzontale + estrazione ciclica)	B (estrazione ciclica)
F_{max} [kN]		93.2	97.8 (104.9 % di A)		104.9 (111 % di B)	94.5
τ_m [MPa]		1.08	1.13		1.21	1.09
% di F_{max} della prova di estrazione monotona A (con scatolare da 30 cm)		/	104.9		112.5	101.4

Tabella 6.3 Valori di F_{max} e di τ_m a confronto per le prove di tipo A ed E e per quelle di tipo D e B.

Come è possibile osservare dalla tabella sopra riportata, in generale F_{max} e τ_m assumono dei valori superiori nelle prove caratterizzate dall'applicazione della forza ciclica orizzontale.

Come già anticipato nel capitolo precedente, analizzando i vari grafici forza-spostamento superiore medio relativi ai singoli blocchi di cicli verticali effettuati a differenti livelli di spostamento imposto per le prove di tipo D (cicli orizzontali +

estrazione ciclica), è possibile osservare che per i cicli caratterizzati dai valori di spostamento imposto più bassi (fino a 0.8 mm), si ha un lieve calo di rigidità secante. Questo non è più vero per i cicli caratterizzati da degli spostamenti imposti maggiori. Si pensa che questo comportamento sia imputabile alle sollecitazioni orizzontali cicliche di alto livello applicate alla barra prima dell'estrazione ciclica. Nel campione 1C1 in cui è stata applicata una forza orizzontale ciclica di basso livello questo fenomeno non è stato riscontrato. Confrontando invece i gruppi di cicli parallelamente, si osserva che non si sono manifestate perdite di rigidità tra un blocco l'altro in quanto le relative linee di tendenza presentano più o meno tutte la medesima pendenza.

Inizialmente si è anche ipotizzato che ci potesse essere una relazione tra la massima forza raggiunta durante l'estrazione e l'energia dissipata dalla barra durante l'applicazione dei cicli di forza orizzontale. Questo è stato però subito smentito. Per ognuna delle prove caratterizzate dall'applicazione dei cicli di forza orizzontale, calcolando l'area sottesa dal grafico forza-spostamento orizzontale, si è valutata l'energia dissipata dalle barre. Nell'immagine successiva (6.17) sono stati graficati i valori di energia dissipata espressa in kNmm in funzione del corrispondente valore di forza massima raggiunta durante l'estrazione (F_{max}). Il punto relativo al campione 1D1 non è stato riportato in quanto si è ottenuto un valore di energia dissipata non attendibile a causa degli spostamenti che ha subito il sistema per l'applicazione della forza orizzontale durante la prova.

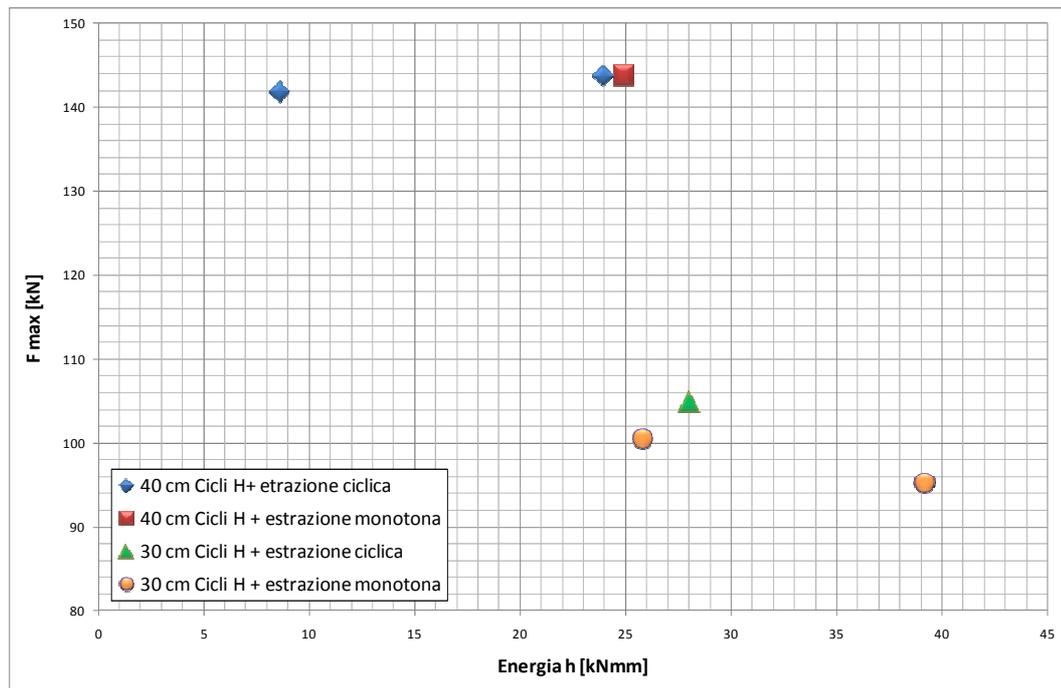


Figura 6.17 Valori di energia dissipata in funzione del corrispondente valore di F_{max} .

In tabella 6.4 sono riportati i valori di energia dissipata e di forza massima raggiunta durante l'estrazione per i campioni soggetti a prove di tipo C, D ed E.

	Scatolare da 40 mm			
Campione	1C1	1D1	1D2	1E1
E_h [kNmm]	8.6	174.7	23.93	24.9
F_{max} [kN]	141.8	128.9	143.8	143.8
	Scatolare da 30 mm			
Campione	2D1	2E1	2E2	
E_h [kNmm]	27.99	25.82	39.15	
F_{max} [kN]	104.9	100.4	95.3	

Tabella 6.4 Valori di energia orizzontale e di forza massima raggiunta durante l'estrazione per i campioni soggetti a prove di tipo C, D ed E.

Come è possibile osservare dalla tabella e dal grafico sopra riportati non esistono correlazioni valide ed affidabili tra E_h e F_{max} .

6.5 Legge τ -slip

Sulla base dei dati sperimentali ottenuti si è cercato di calibrare una legge τ -s per il meccanismo di aderenza interna tra il getto di EMACO e le pareti interne dello scatolare in acciaio. Ci si aspetta che questa sia del tipo di quella riportata in figura 6.18. La tensione tangenziale di contatto tra i due materiali cresce linearmente con lo scorrimento relativo s (slip) fino ad un valore di picco poi inizia a scendere. A seguire si ha un tratto in cui lo slip cresce a parità di tensione tangenziale. Questo legame viene schematizzato con quello riportato in figura 6.19.

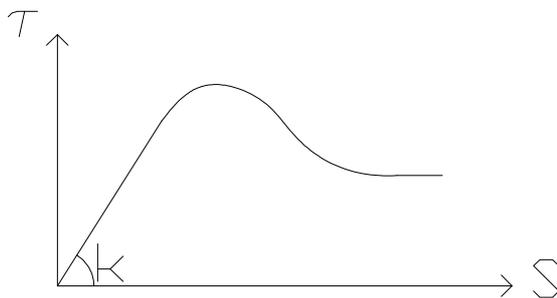


Figura 6.18 Legge τ -s che regola il meccanismo di aderenza interna.

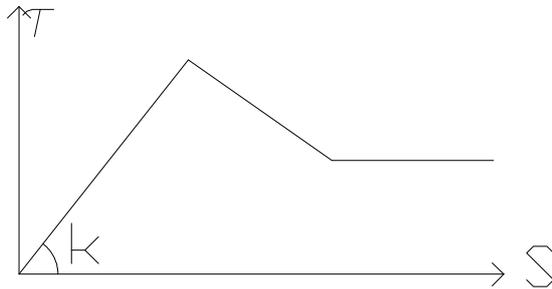


Figura 6.19 Schematizzazione della legge τ - s .

Lo scopo di questa trattazione è quello di determinare i 3 parametri principali che permettono di definire la legge τ - s schematizzata e riportata nella figura precedente: k , τ_{picco} e $\tau_{residua}$.

Determinazione della pendenza k

Per la valutazione della pendenza del tratto in cui τ ed s crescono linearmente, si procede come segue.

Prima di tutto si suppone la legge τ - s lineare. Essa sarà del tipo:

$$\tau = k * s$$

dove τ è la tensione tangenziale tra l'EMACO e la superficie interna dello scatolare, s è lo scorrimento relativo tra i due e k è una costante da calibrare. Facendo riferimento allo schema riportato in figura 6.20 si scrivono le equazioni di equilibrio, congruenza e legame costitutivo dall'unione delle quali si ottiene un'equazione differenziale omogenea del secondo ordine.

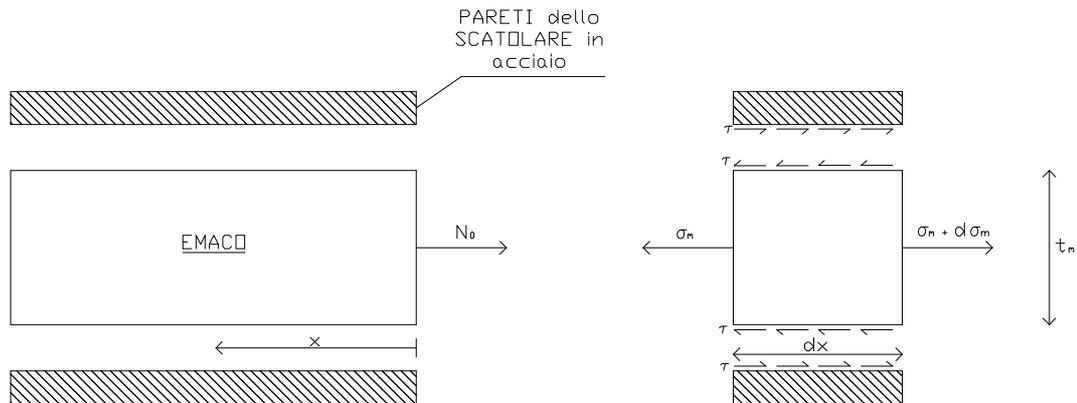


Figura 6.20 Modello per l'aderenza getto di EMACO – superficie interna dello scatolare.

- Equilibrio

$$(\sigma_m + d\sigma_m)A_m - \sigma_m A_m - 4\tau t_m dx = 0$$

$$d\sigma_m A_m = 4\tau t_m dx$$

$$\frac{d\sigma_m}{dx} = \frac{4\tau t_m}{A_m}$$

- Congruenza

$$\varepsilon_m = \frac{ds}{dx}$$

A rigore nell'equazione di congruenza la deformazione dovrebbe essere scritta come la derivata prima dello spostamento del getto di malta u_m . In realtà, essendo la deformazione dello scatolare in acciaio molto piccola se paragonata a quella della malta, essa può essere considerata nulla e quindi si può supporre $u_m \cong s$.

- Legame costitutivo

$$\sigma_m = E_m * \varepsilon_m$$

Dall'unione delle equazioni di equilibrio, congruenza e legame costitutivo si ottiene l'equazione sotto riportata:

$$\frac{d^2 s}{dx^2} = \frac{4t_m \tau}{E_m A_m}$$

Aggiungendo la legge τ - s si ottiene:

$$\frac{d^2 s}{dx^2} - \frac{4kt_m}{E_m A_m} s = 0$$

si pone:

$$\alpha = \sqrt{\frac{4kt_m}{E_m A_m}}$$

Di seguito si riporta l'equazione finale con le condizioni al contorno. La prima di esse sta ad indicare che la forza di trazione applicata nella sezione iniziale dell'EMACO è nota ed è pari a N_0 mentre la seconda suggerisce che lo scorrimento relativo tra malta e superficie interna dello scatolare si annulla per x tendente all'infinito.

$$\begin{cases} \frac{d^2 s}{dx^2} - \alpha^2 s = 0 \\ N(0) = N_0 \\ s(+\infty) = 0 \end{cases}$$

Per determinare la soluzione del problema sopra riportato si procede come di seguito descritto. Prima di tutto si ipotizza una soluzione del tipo:

$$s(x) = e^{\lambda x}$$

La si deriva due volte e la si inserisce nell'equazione risolvente. Si ottiene:

$$e^{\lambda x}(\lambda^2 - \alpha^2) = 0$$

Ne deriva la seguente equazione caratteristica che ammette due soluzioni reali e distinte:

$$\lambda^2 - \alpha^2 = 0$$

$$\lambda = \pm \alpha$$

La soluzione dell'equazione differenziale sarà del tipo:

$$s(x) = \beta e^{\alpha x} + \gamma e^{-\alpha x}$$

A questo punto è necessario imporre le condizioni al contorno:

$$N(0) = N_0$$

$$N = E_m A_m \varepsilon = E_m A_m \frac{ds}{dx}$$

$$N(0) = E_m A_m \left. \frac{ds}{dx} \right|_0 = N_0$$

$$\left. \frac{ds}{dx} \right|_0 = \frac{N_0}{E_m A_m}$$

$$\frac{ds}{dx} = \alpha(\beta e^{\alpha x} - \gamma e^{-\alpha x})$$

$$\left. \frac{ds}{dx} \right|_0 = \alpha(\beta - \gamma) = \frac{N_0}{E_m A_m}$$

$$\beta = \gamma + \frac{N_0}{\alpha E_m A_m}$$

$$s(+\infty) = \beta e^{\alpha \infty} = 0 \Leftrightarrow \beta = 0$$

Complessivamente si ottiene:

$$\gamma = - \frac{N_0}{\alpha E_m A_m}$$

$$\beta = 0$$

Da cui:

$$s(x) = - \frac{N_0}{\alpha E_m A_m} e^{-\alpha x}$$

$$\varepsilon(x) = \frac{ds}{dx} = \frac{N_0}{E_m A_m} e^{-\alpha x}$$

Integrando ora la deformazione in funzione di x tra 0 ed l (con l si indica la lunghezza dello scatolare) si ottiene l'allungamento complessivo Δ_1 che subisce il getto di EMACO all'interno del tubolare in acciaio. Esso è pari a:

$$\Delta_1 = \int_0^l \varepsilon(x) dx = \frac{N_0}{\alpha E_m A_m} (1 - e^{-\alpha l})$$

Dove:

- $\alpha = \sqrt{\frac{4kt_m}{E_m A_m}}$
- k è la costante della legge τ - s da calibrare
- E_m è il modulo elastico dell'EMACO (30 MPa)
- A_m è l'area della sezione di malta omogeneizzata all'acciaio della barra
 $A_m = A_m^* + nA_s = 10009.5 \text{ mm}^2$
 con A_m^* area della malta, A_s area della barra d'acciaio e $n = \frac{E_s}{E_m} = 7$
- t_m è la lunghezza del lato dello scatolare (72 mm)
- N_0 è la forza di trazione nota applicata alla barra

A questo valore di allungamento è necessario aggiungerne uno ulteriore. Quest'ultimo viene indicato con Δ_2 e rappresenta l'allungamento che subisce la barra ad aderenza migliorata nel tratto i , ossia nella distanza tra l'estradosso del plinto e il punto sulla barra in cui è invitata la crociera che sorregge gli LVDT. La distanza i ad eccezione del campione 2E2 è sempre pari a 45 mm.

$$\Delta_2 = i * \varepsilon_s = i * \frac{N_0}{E_s * A_s}$$

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2$$

dove N_0 è la forza di trazione nota applicata alla barra dal martinetto cavo mentre E_s e A_s sono rispettivamente il modulo elastico dell'acciaio della barra la sezione trasversale della barra.

A questo punto per ognuna delle prove caratterizzate da estrazione monotona ci si è ricavati la curva $F-\Delta$ dove F è la forza di trazione applicata alla barra dal martinetto cavo mentre Δ è la differenza tra lo spostamento medio superiore rilevato dai 3 LVDT superiori e lo spostamento inferiore rilevato dall'LVDT montato a contatto con l'estremità inferiore della barra. Questa differenza di spostamenti coincide con l'allungamento totale calcolato come la somma di Δ_1 e Δ_2 . Poi mediante l'utilizzo di un foglio Excel, in base alle formule sopra riportate, si sono calcolati due valori di Δ corrispondenti a due valori di forza mai superiori a 60 kN con un determinato valore di k di tentativo e li si è riportati sul grafico $F-\Delta$ relativo ad ogni singolo campione testato. Successivamente si è proceduto in modo analogo andando a variare il valore di k . In questo modo per i vari plinti testati sono stati determinati i valori di k che meglio si adattano ai relativi dati sperimentali. Nelle successive figure 6.21-6.27 sono stati riportati i grafici $F-\Delta$ relativi alle varie prove nei quali è possibile osservare anche i tentativi che sono stati fatti per calibrare k .

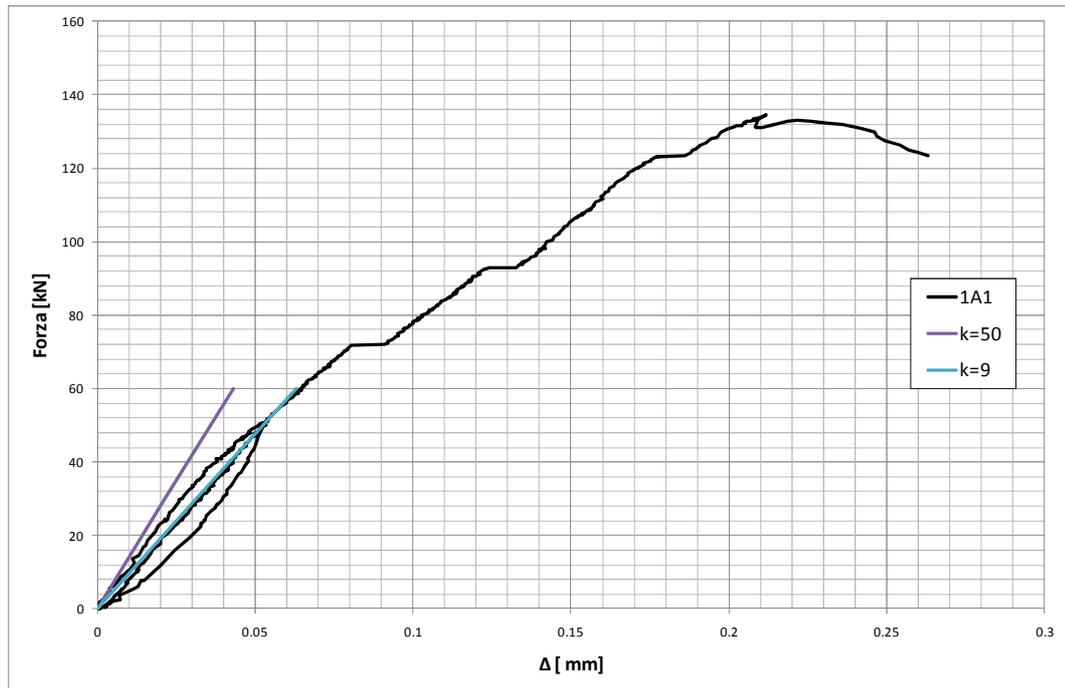


Figura 6.21 Grafico F- Δ per il campione 1A1.

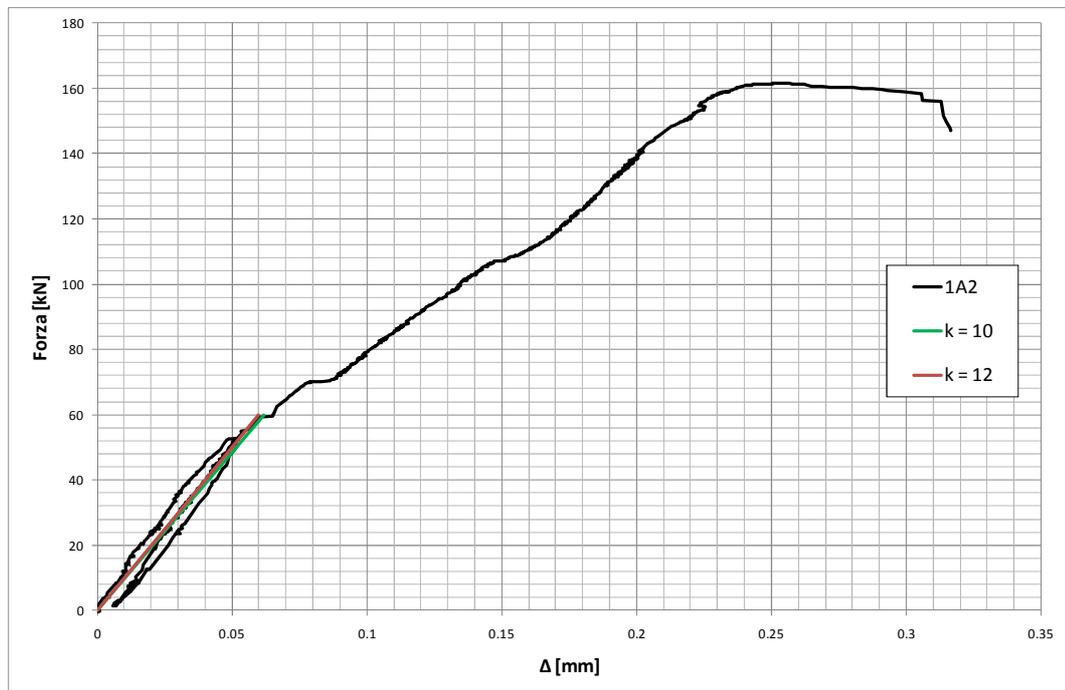


Figura 6.22 Grafico F- Δ per il campione 1A2.

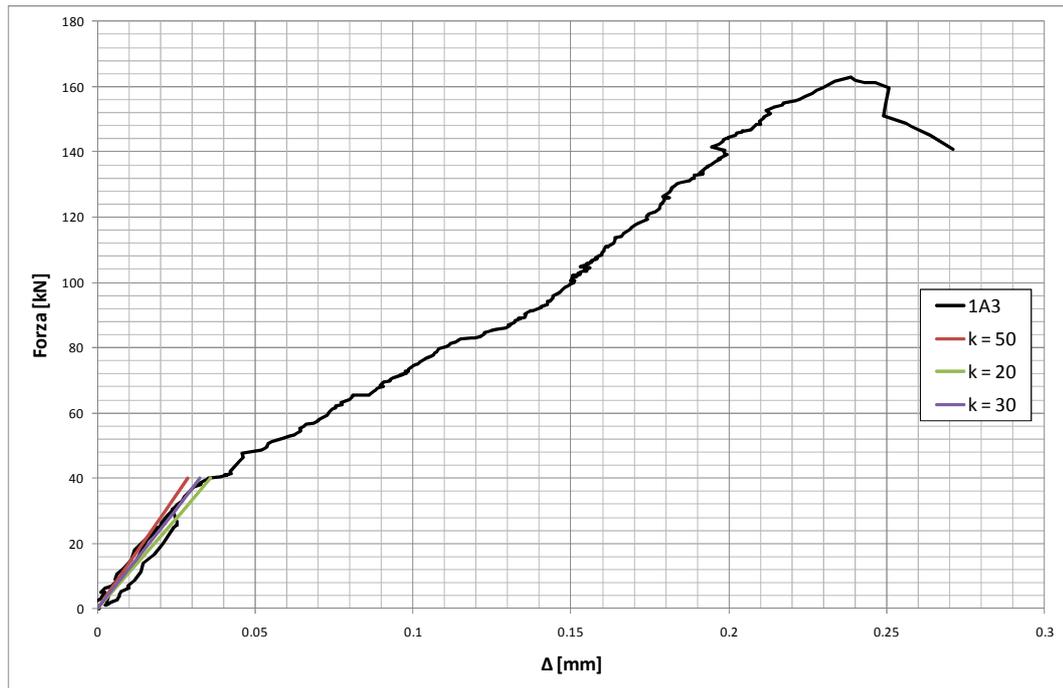


Figura 6.23 Grafico F-Δ per il campione 1A3.

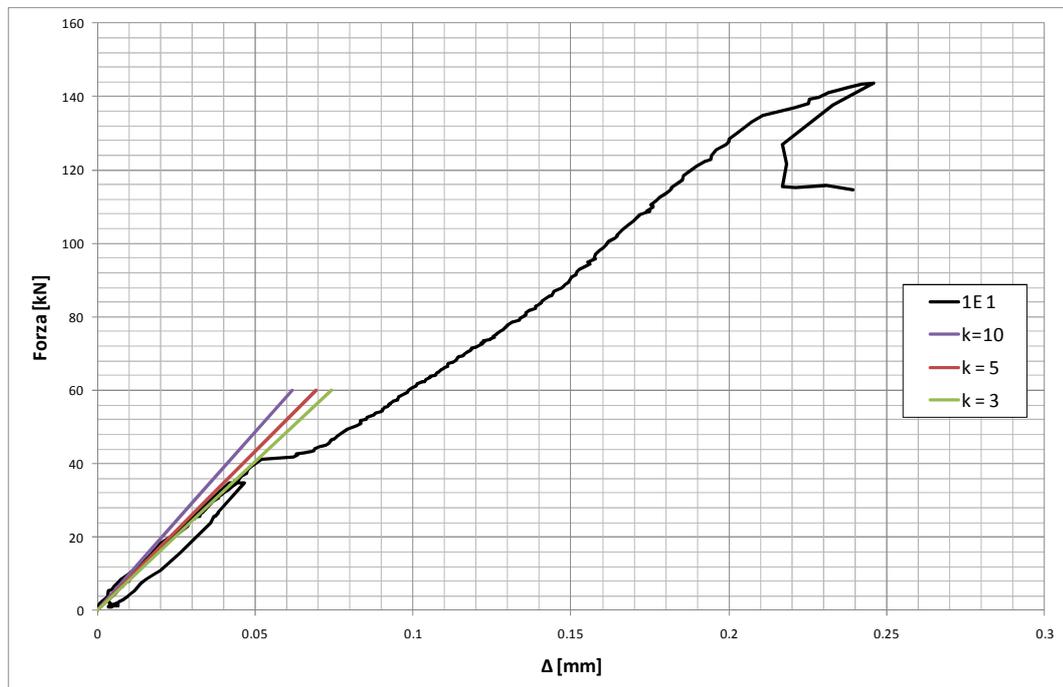


Figura 6.24 Grafico F-Δ per il campione 1E1.

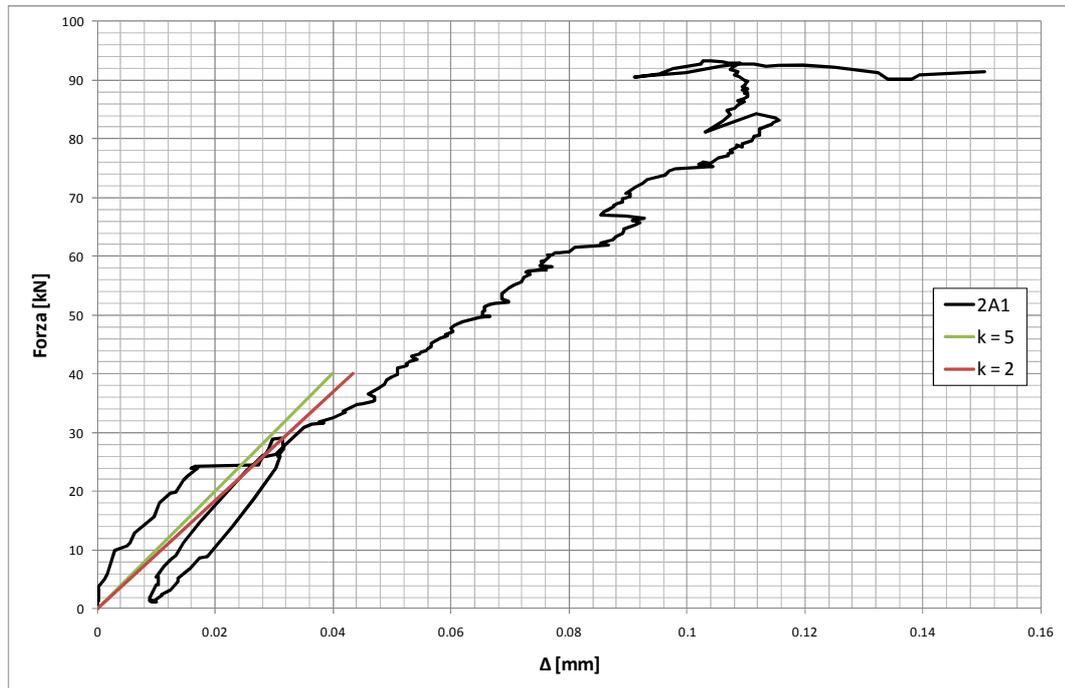


Figura 6.25 Grafico F- Δ per il campione 2A1.

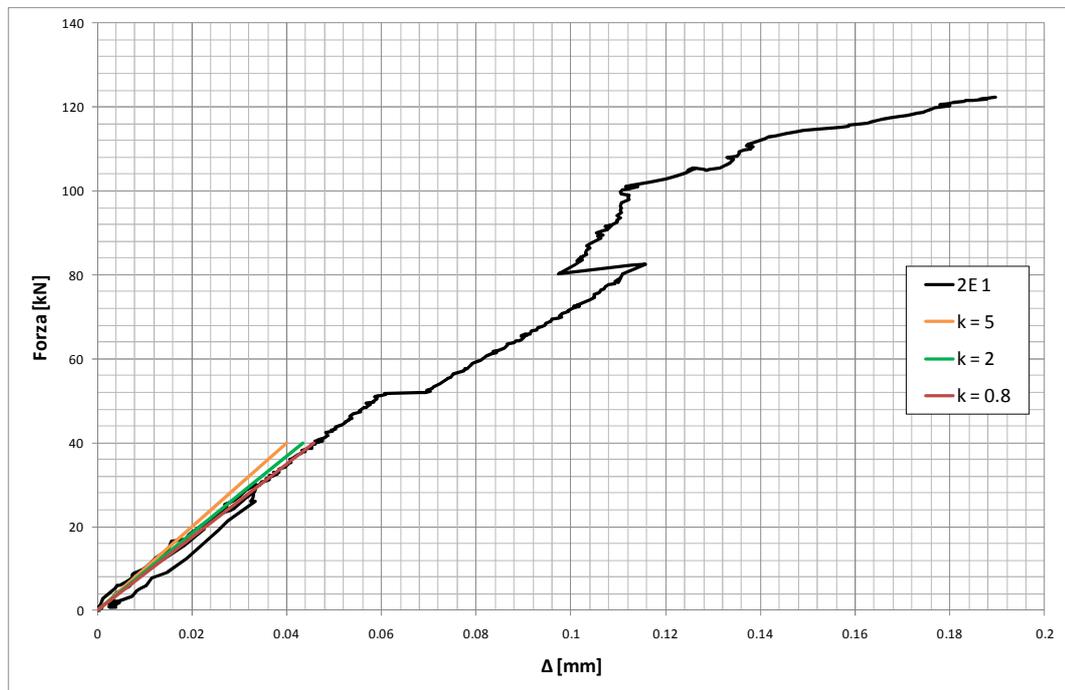


Figura 6.26 Grafico F- Δ per il campione 2E1.

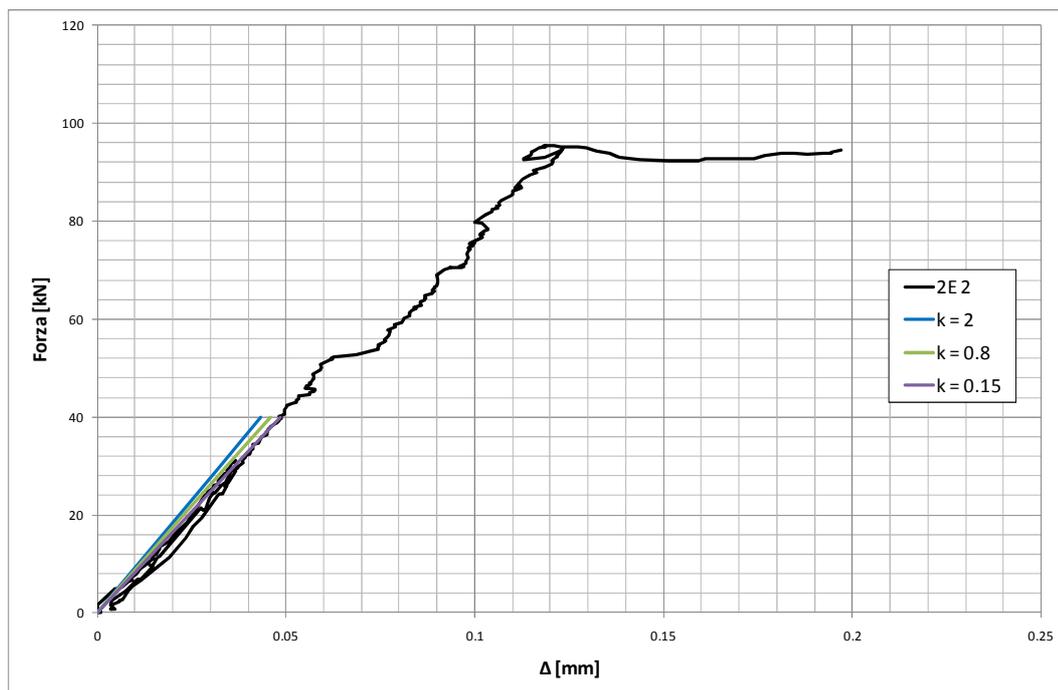


Figura 6.27 Grafico F-Δ per il campione 2E2.

In tabella 6.5 per ogni campioni sono stati riportati i valori di k più congrui ai dati sperimentali ottenuti nelle varie prove.

	Scatolari da 40 cm			
	Estrazione monotona			Cicli di forza h. + estrazione monotona
Campione	1A1	1A2	1A3	1E1
K [N/mm ³]	9	12	30	3
	Scatolari da 30 cm			
	Estrazione monotona	Cicli di forza h. + estrazione monotona		
Campione	2A1	2E1	2E2	
K [N/mm ³]	2	0.8	0.15	

Tabella 6.5 Valori di k ottenuti per i vari campioni.

Sia per i campioni con gli scatolari da 30 cm sia per quelli con gli scatolari da 40 cm è possibile osservare che la pendenza del primo tratto lineare della legge τ -s è minore nel caso in cui si ha l'applicazione dei cicli di forza orizzontale.

Determinazione della $\tau_{residua}$

La tensione tangenziale residua è facilmente determinabile in quanto dai grafici forza-spostamento medio è possibile ricavare la forza residua. La $\tau_{residua}$ non è nient'altro che il rapporto tra la forza residua e la superficie di contatto tra il getto di EMACO e lo scatolare in acciaio. In tabella 6.6 sono riportati i valori di $\tau_{residua}$ ottenuti per i vari campioni soggetti ad estrazione monotona.

	Scatolari da 40 cm			
	Estrazione monotona			Cicli di forza h. + estrazione monotona
Campione	1A1	1A2	1A3	1E1
$\tau_{residua}$ [MPa]	1.01	1.2	1.21	1.02
	Scatolari da 30 cm			
	Estrazione monotona	Cicli di forza h. + estrazione monotona		
Campione	2A1	2E1	2E2	
$\tau_{residua}$ [MPa]	1.04	/	/	

Tabella 6.6 Valori di $\tau_{residua}$ ottenuti per i vari campioni.

Nei campioni 2E1 e 2E2 non è possibile valutare la forza residua e di conseguenza neppure la $\tau_{residua}$ in quanto durante la prova di estrazione della barra a causa della sua non perfetta verticalità, una volta persa l'aderenza, la forza è continuata a crescere senza subire alcun abbattimento.

Determinazione della τ_{picco}

La determinazione della τ_{picco} con i dati sperimentali a disposizione non è possibile. Infatti dividendo la forza massima raggiunta durante l'estrazione per la superficie di contatto tra l'EMACO e lo scatolare si ottiene un valore di tensione tangenziale media. Quest'ultima coinciderebbe con la τ_{picco} solo se l'andamento della τ fosse costante lungo l'interfaccia tra i due materiali ma si sa che questo non è vero.

Non conoscendo l'andamento di τ in funzione di x non è quindi possibile valutare

τ_{picco} .

Analoghe considerazioni valgono per la pendenza del ramo compreso tra il picco della curva e il plateau in cui lo scorrimento aumenta a parità di tensione tangenziale.

Capitolo 7

Prova di presso-flessione sul pilastro: descrizione del pilastro

La campagna sperimentale a cui appartengono le prove di estrazione descritte nel capitolo precedente, prevede l'esecuzione di alcune prove di presso-flessione su pilastri prefabbricati APE che verranno effettuate in futuro. La progettazione di queste ulteriori prove rientra nel presente lavoro di tesi. In particolare nel presente capitolo vengono descritte le proprietà geometriche e meccaniche sia dei pilastri che saranno oggetto di prova che dei corrispondenti plinti di fondazione.

7.1 Caratteristiche geometriche e meccaniche del pilastro

Il pilastro oggetto di prova è un pilastro a sezione quadrata 40 x 40 cm di altezza pari a 240 cm. Si tratta di un elemento prefabbricato realizzato con un calcestruzzo ad alte prestazioni caratterizzato da una resistenza caratteristica a compressione superiore a 45 MPa.

L'armatura a flessione è costituita da 8 barre longitudinali di diametro pari a 26 mm che si estendono per tutta la lunghezza del pilastro proseguendo per altri 52 cm oltre la sezione di base. I tratti delle armature che sporgono dalla base del pilastro dovranno essere inseriti all'interno degli scatolari metallici che collegati tra di loro, costituiscono il trespolo d'acciaio annegato nel plinto di fondazione.

Per quanto riguarda invece l'armatura a taglio, questa è differente per la parte bassa e la parte alta del pilastro. Nella parte bassa infatti, per un tratto lungo 143 cm a partire dalla base, si ha la presenza di staffe sia quadrate che romboidali di diametro 8 mm con passo 5 cm mentre nella restante parte alta si hanno sempre

delle staffe quadrate di diametro 8 mm e disposte con passo di 5 cm le quali però non vengono accoppiate a staffe romboidali ma a ganci. Tutte le barre di armatura sono realizzate mediante acciaio Fe 44 K controllato.

In prossimità della base del pilastro si ha la presenza di un tubo in acciaio di classe S 235 (Fe 360) di diametro 114 mm, spessore 16 mm e lunghezza 75 cm. Tale tubolare, che fuoriesce dal pilastro per una lunghezza di 37 cm, è stato inserito con un duplice scopo: esso infatti contribuisce al sostegno provvisorio del pilastro prima del getto di inghisaggio e permette la precisa “centratura” del pilastro nella fondazione. Il tubolare in questione, nonostante non abbia funzione di armatura, contribuisce inevitabilmente alla resistenza flessionale del pilastro. Per questo motivo esso deve essere considerato nella valutazione della capacità resistente del pilastro anche se con opportune considerazioni. Questo aspetto verrà trattato e approfondito nel paragrafo 8.1. In figura 7.1 e 7.2 sono riportati rispettivamente una sezione trasversale ed una longitudinale del pilastro da cui è possibile comprendere la disposizione dell’armatura sia flessionale che a taglio.

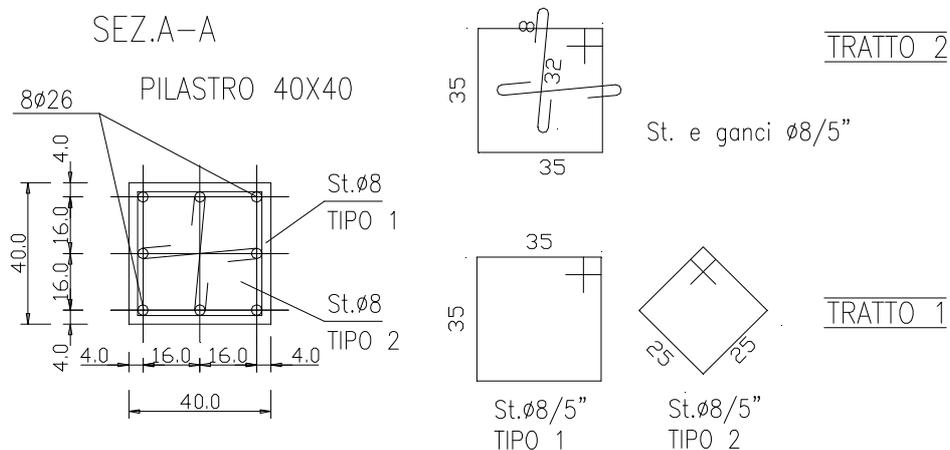


Figura 7.1 Sezione e armatura trasversale del pilastro.

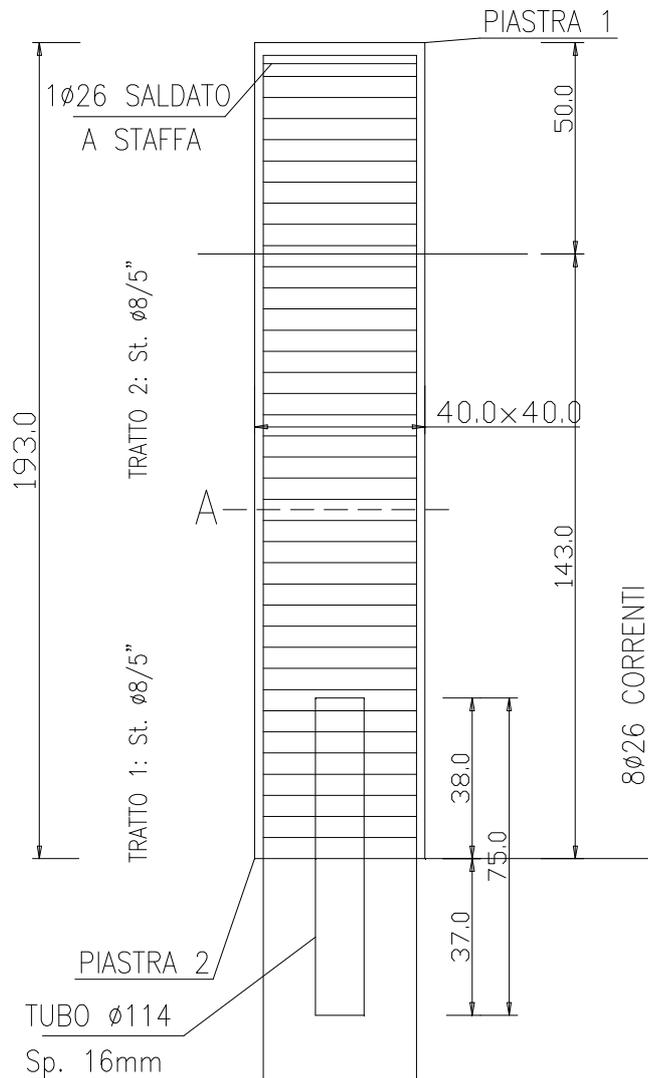


Figura 7.2 Sezione longitudinale del pilastro.

In realtà i disegni appena riportati sono dei disegni preliminari e sono leggermente discordi con quanto sopra descritto. Il disegno dei pilastri infatti, a seguito della progettazione dei sistemi che consentiranno l'applicazione sia della forza normale di compressione che di quella orizzontale ciclica, ha subito lievi modifiche (l'armatura sia flessionale che a taglio rimane invariata, l'altezza del pilastro non è 193 cm come disegnato ma 240 cm).

7.2 Caratteristiche geometriche e meccaniche della fondazione

La fondazione alla quale viene ancorato il pilastro è un plinto a base quadrata di dimensioni 150 x 150 x 80 cm. Esso è realizzato mediante un calcestruzzo con resistenza caratteristica a compressione superiore a 25 MPa. L'armatura è costituita da due griglie di armatura inserite sia nella parte superiore del plinto che in quella inferiore con un copriferro pari a 5 cm. Ognuna delle due griglie è costituita da 28 barre di diametro pari a 18 mm metà delle quali sono disposte in una direzione e l'altra metà nella direzione ortogonale. Inoltre è stata aggiunta un'armatura intermedia costituita da tre staffe orizzontali di diametro pari a 16 mm. Tutte le barre di armatura sono realizzate mediante acciaio Fe 44 K controllato. Nelle successive figure 7.3 e 7.4 sono state riportate rispettivamente la sezione trasversale ed una pianta del plinto.

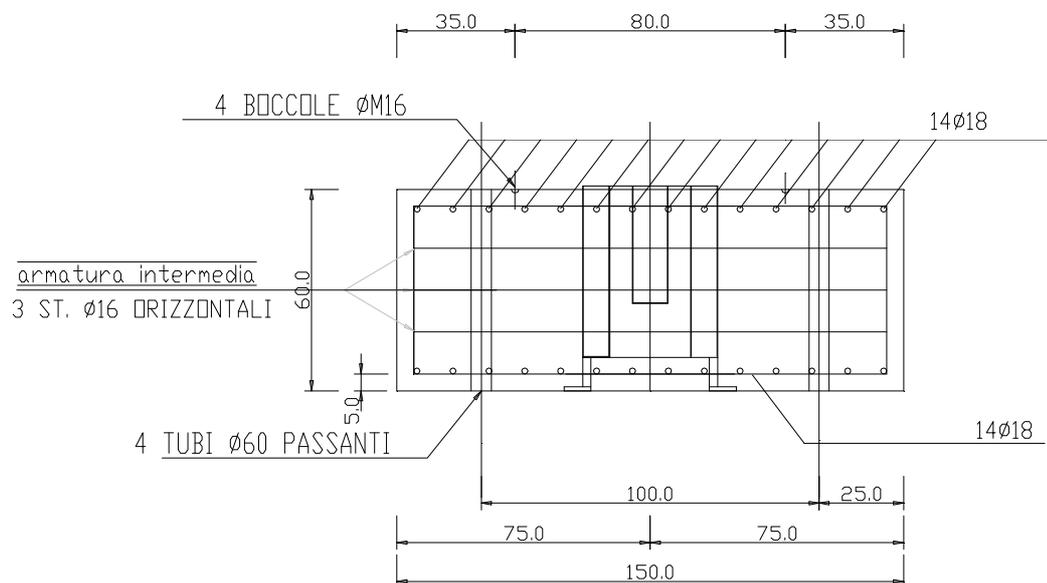


Figura 7.3 Sezione trasversale del plinto di fondazione.

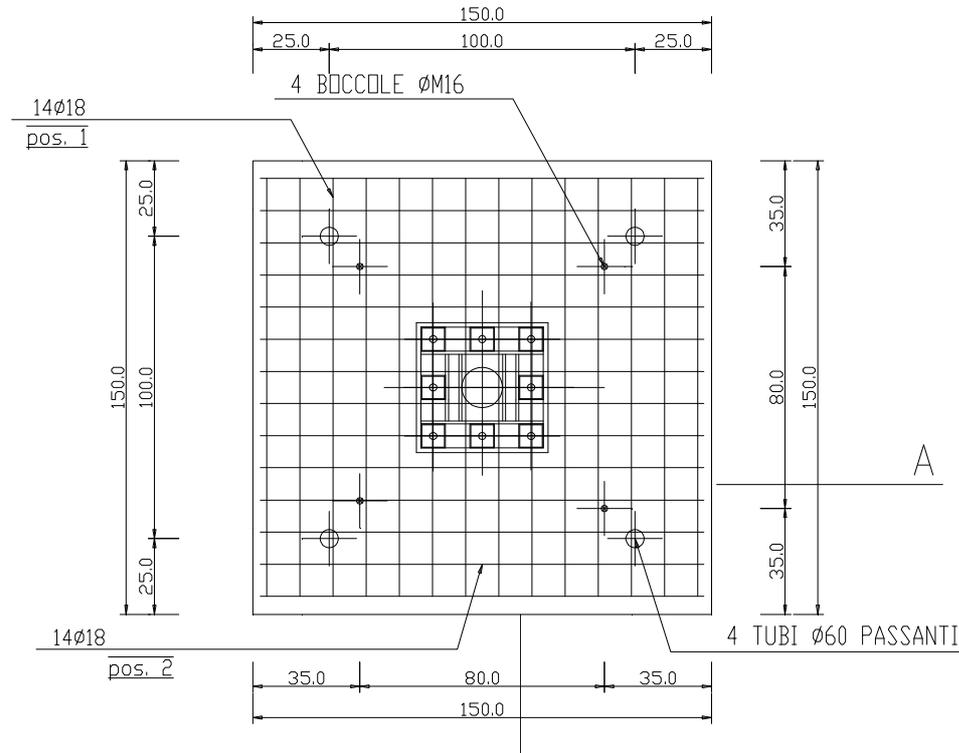


Figura 7.4 Pianta del plinto di fondazione.

Come è possibile notare dalle immagini appena riportate, la fondazione è dotata di 4 tubi passanti di diametro pari a 60 mm disposti secondo gli spigoli di un quadrato di lato 1 m nei quali sono state inserite la barre Dywidag utilizzate per ancorare il plinto al solaio del LaPS durante la prova.

Al centro della fondazione viene annegato il dispositivo metallico necessario per l'ancoraggio del pilastro. Esso è costituito da 8 scatolari in acciaio a sezione quadrata 80 x 80 mm e lunghezza pari a 51 cm e da un tubo di diametro pari a 133 mm e lunghezza pari a 35 cm. Come è già stato ampiamente spiegato nei capitoli precedenti, all'interno degli scatolari verranno inseriti i ferri di ripresa del pilastro mentre all'interno del tubolare verrà inserito il tubo in acciaio che fuoriesce dall'estremità inferiore del pilastro. Il tutto verrà poi solidarizzato mediante un getto di inghisaggio effettuato mediante l'utilizzo di una malta cementizia espansiva di tipo EMACO con resistenza caratteristica a compressione superiore a 75 MPa. Si tratta di una malta molto utilizzata per gli ancoraggi di

precisione. Essa è caratterizzata da un'elevatissima fluidità e capacità di scorrimento, proprietà fondamentale in quanto garantisce il riempimento di tutti gli spazi anche quelli più stretti e lontani, da elevate prestazioni meccaniche sia a breve che a lunga stagionatura, da un'elevata adesione al calcestruzzo e all'acciaio, da impermeabilità all'acqua e da elevata resistenza ai fenomeni di fatica, ai cicli termici ed alle temperature elevate. In figura 7.5 è riportato un disegno tecnico del trespolo metallico che verrà inserito nella fondazione.

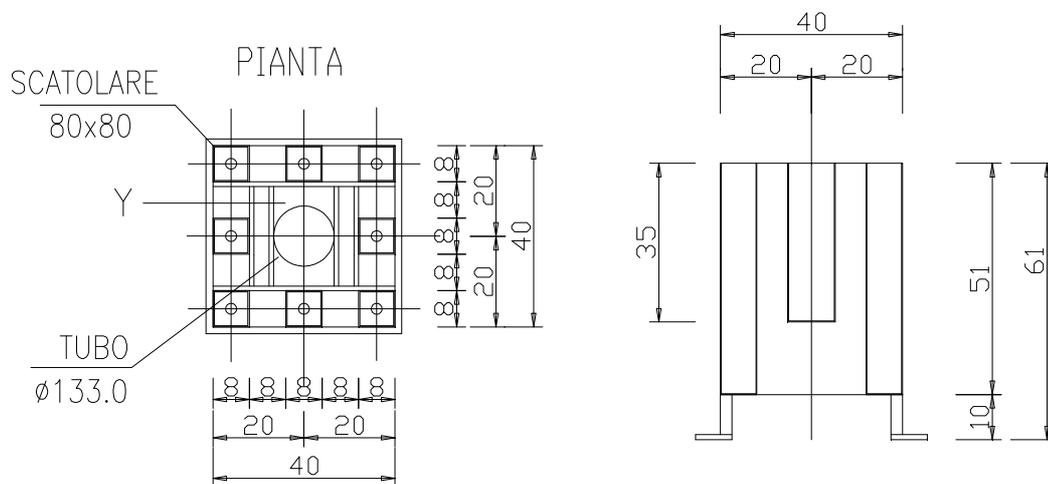


Figura 7.5 Pianta e sezione trasversale del trespolo in acciaio annegato nel getto della fondazione.

Capitolo 8

Prova di presso-flessione sul pilastro: schema della prova

Nel presente capitolo viene illustrato come sarà organizzata la prova di presso-flessione. In particolare nel primo paragrafo si riporta il calcolo della capacità resistente del pilastro, valutazione che è stata necessaria per la scelta degli strumenti da utilizzare durante la prova e per il dimensionamento del sistema di contrasto. Nei restanti paragrafi, dopo una breve illustrazione dello schema della prova nel suo complesso, viene invece fornita una descrizione del telaio di contrasto per mezzo del quale sarà possibile applicare al pilastro la forza orizzontale e del sistema che sarà necessario montare su di esso per l'applicazione della forza normale. Per ognuno di questi due congegni sono stati riportati i principali elementi costruttivi e la loro disposizione geometrica.

8.1 Calcolo del momento resistente del pilastro

Per il dimensionamento del sistema di contrasto e per la scelta del pistone da utilizzare per esercitare la forza orizzontale sul pilastro, è stato necessario valutare il momento resistente della sezione di base del pilastro. Tale valutazione è stata fondamentale per conoscere la forza orizzontale da applicare a quest'ultimo necessaria a causare lo snervamento delle barre di armatura nella stessa sezione di base.

Il calcolo del momento resistente è stato effettuato mediante un foglio Excel nel quale sono state inserite tutte le proprietà geometriche e meccaniche della sezione in esame.

Per le resistenze dei materiali sono stati utilizzati dei valori medi e non di progetto. In particolare per il calcestruzzo si è considerata una resistenza a

compressione media pari a 60 MPa mentre per le barre d'armatura una tensione di snervamento media pari a 500 MPa.

Per il tubolare centrale di diametro 114 mm e spessore 16 mm, nonostante esso sia realizzato in acciaio da carpenteria S 235 (Fe 360), si è considerata a favore di sicurezza la stessa tensione media di snervamento delle barre (500 MPa).

I momenti resistenti che sono stati calcolati sono relativi ad una forza normale pari a 100 t corrispondente ad una tensione di compressione nel calcestruzzo di circa 6.25 MPa.

Le figure seguenti riassumono i risultati ottenuti. In particolare nelle prime due (figure 8.1 e 2.2) si riporta il dominio M-N relativo ad una sezione analoga a quella di base del pilastro in cui però non si considera la presenza del tubo di acciaio mentre nelle ultime due (figure 8.3 e 8.4) il dominio M-N è relativo alla sezione con il tubo.

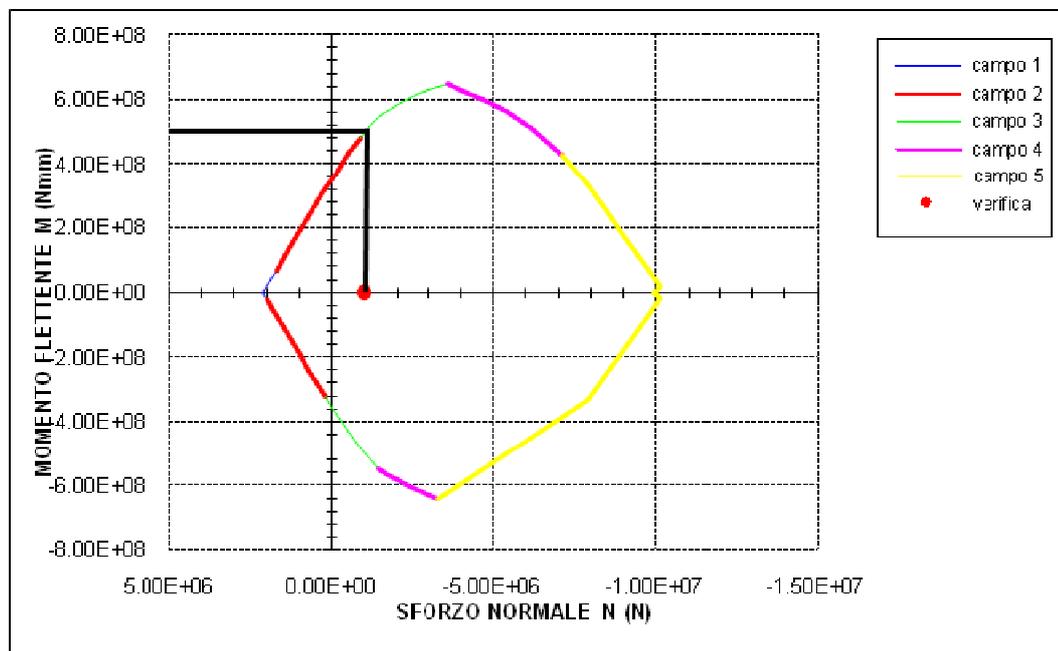


Figura 8.1 Dominio M-N per la sezione senza tubo.

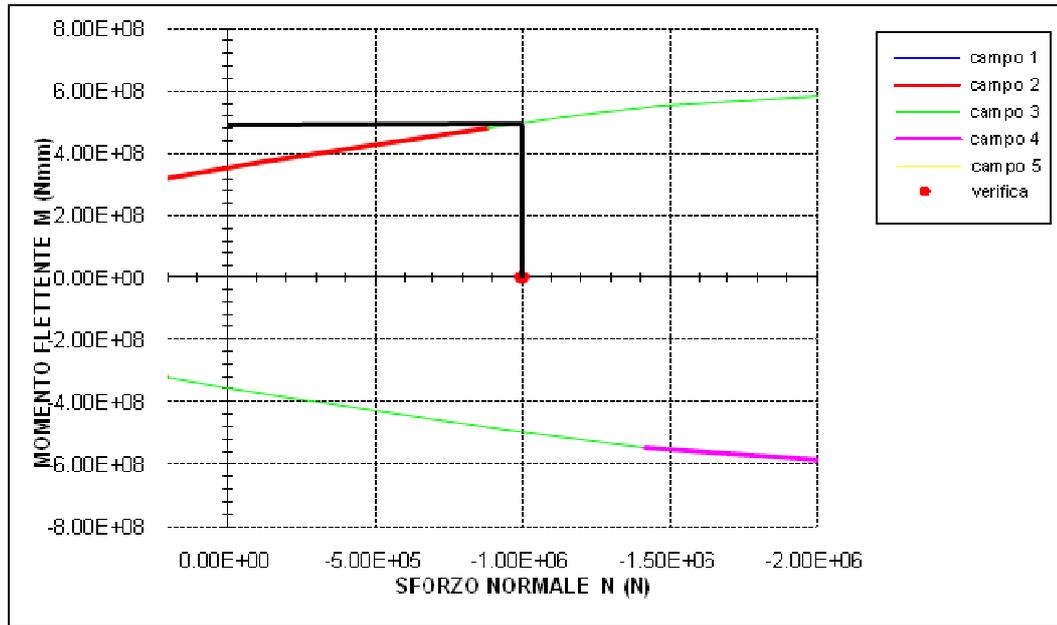


Figura 8.2 Ingrandimento del dominio M-N per la sezione senza tubo.

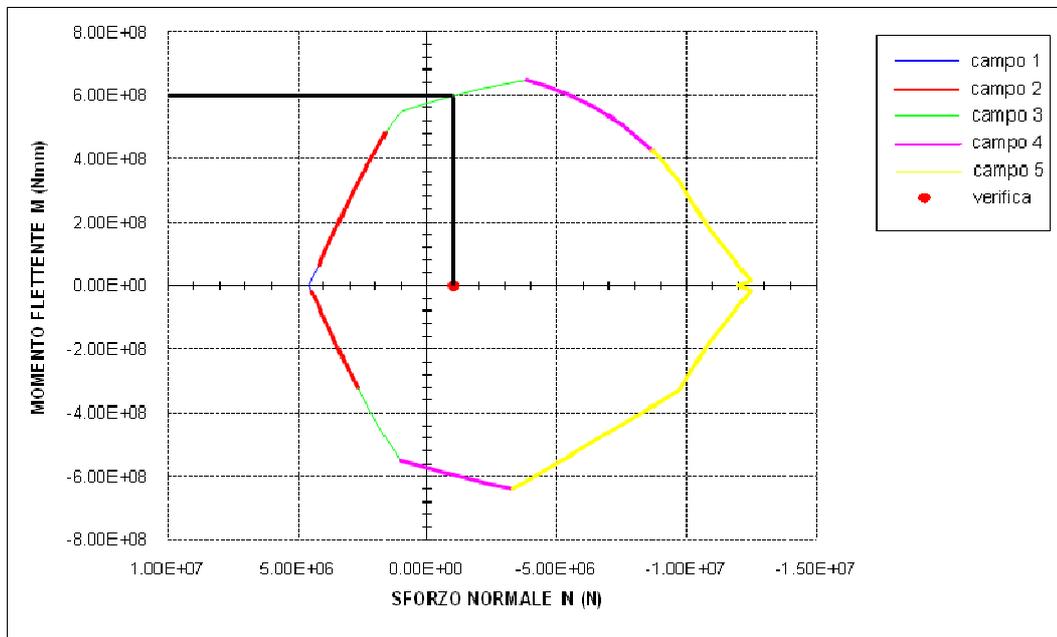


Figura 8.3 Dominio M-N per la sezione con il tubo.

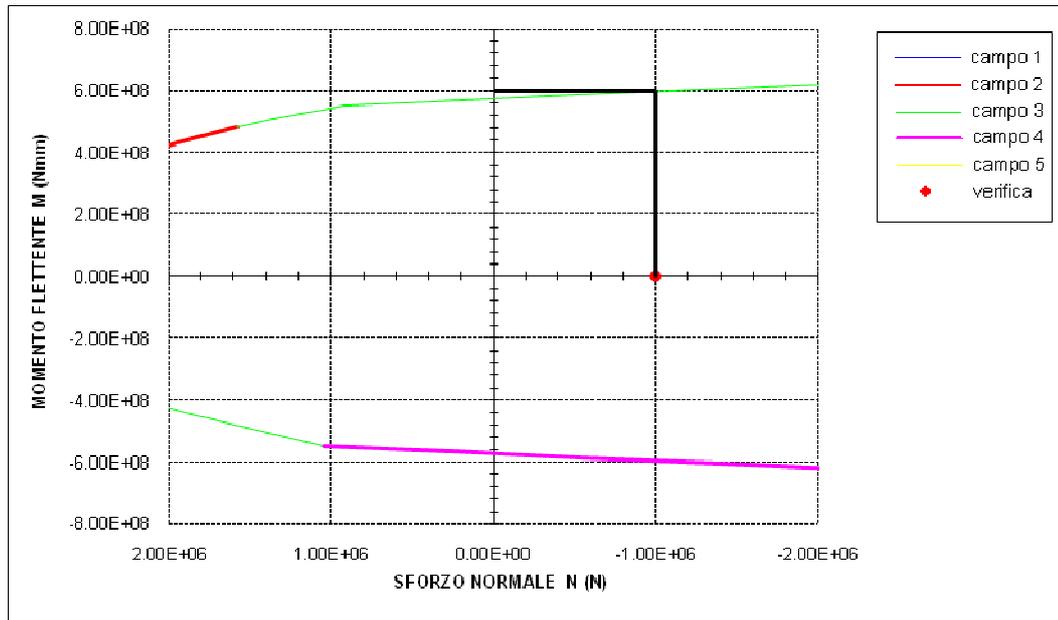


Figura 8.4 Ingrandimento del dominio M-N per la sezione con il tubo.

In tabella 8.1 si riassumono i valori dei momenti resistenti ottenuti per le due diverse sezioni.

	Sezione senza tubo	Sezione con tubo
M_r	500 kNm	600 kNm

Tabella 8.1 Momenti resistenti ottenuti per le due sezioni.

La distinzione tra sezione priva di tubo e sezione dotata di tubo è stata effettuata con lo scopo di capire quale fosse la reale influenza del tubo. Infatti quest'ultimo non può essere considerato come una vera e propria armatura a flessione poiché la sua lunghezza di ancoraggio (37 cm) non è sufficiente a garantire la perfetta aderenza con il calcestruzzo. Ci si aspetta quindi che durante la prova il tubo prima di raggiungere lo snervamento perda l'aderenza con il calcestruzzo e subisca degli scorrimenti relativi rispetto a quest'ultimo. Da queste osservazioni è prevedibile che il momento da applicare alla base del pilastro per produrre lo snervamento delle barre sia più piccolo rispetto al momento resistente

della sezione dotata di tubo per i motivi legati alla possibile perdita di aderenza appena spiegati. Nello stesso tempo ci si aspetta che il momento in questione sia maggiore del momento resistente della sezione priva di tubo poiché quest'ultimo, pur non potendo essere considerato come una vera e propria armatura, fornisce un contributo non trascurabile. La validità di queste considerazioni è testimoniata anche da prove di flessione semplice effettuate in precedenza su un pilastro analogo a quello in esame. In tali prove la massima forza orizzontale che è stata applicata ed in corrispondenza della quale si è manifestata la rottura della sezione di base è di circa 220 kN. Se si considera poi che tale forza è stata applicata ad un'altezza di 1.5 m dalla sezione di base del pilastro, ad essa corrisponde un momento alla base di 330 kNm. Se si va ora a valutare sui domini M-N precedentemente riportati il momento resistente corrispondente ad una forza normale nulla (figure 8.5 e 8.6) è possibile notare che il momento relativo alla sezione senza tubo corrispondente a $N = 0$ kN è pari a circa 350 kNm mentre quello relativo alla sezione con il tubo è pari a circa 560 kNm.

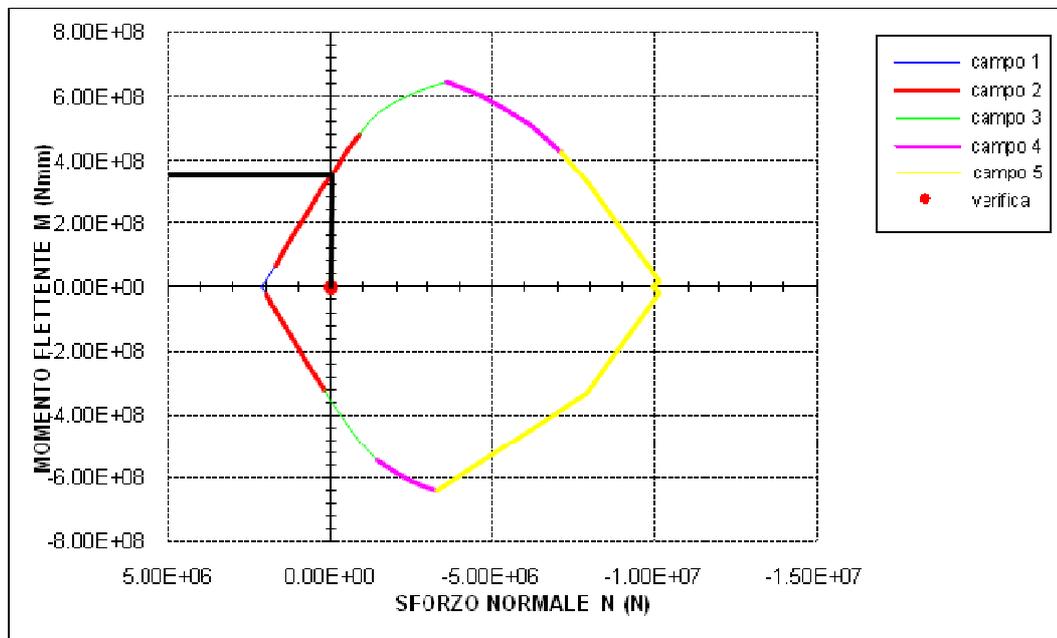


Figura 8.5 Momento resistente della sezione senza tubo in assenza di sforzo normale.

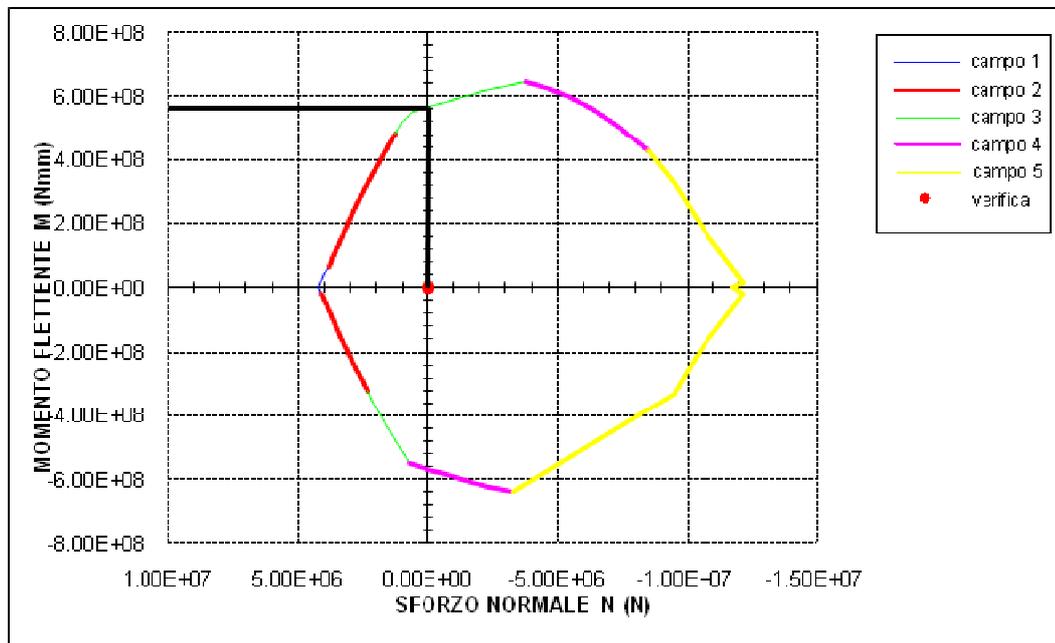


Figura 8.6 Momento resistente della sezione con il tubo in assenza di sforzo normale.

Questi risultati confermano quanto si era precedentemente supposto in quanto il momento resistente della sezione senza tubo in assenza di sforzo normale si avvicina molto di più al momento che realmente durante la prova di flessione semplice ha causato la rottura della sezione di base rispetto a quello della sezione con il tubo. Quanto appena spiegato prova quindi che il tubo d'acciaio non può essere considerato come una vera armatura a flessione. Esso sicuramente fornisce per bassi livelli di carico un incremento di resistenza della sezione di base, poi successivamente quando le tensioni aumentano, esso perde l'aderenza con il calcestruzzo e subisce degli slittamenti che non gli consentono più di lavorare a flessione.

Non riuscendo a determinare l'effettivo stato tensionale in corrispondenza del quale iniziano questi comportamenti anomali del tubo, non si è in grado di valutare con precisione il reale momento che causa lo snervamento delle barre. A favore di sicurezza, per la scelta del martinetto da utilizzare durante la prova e per la progettazione del sistema di contrasto, si è considerato un valore di momento

pari alla media dei momenti che si sono trovati dal dominio M-N per la sezione dotata e per quella priva di tubo.

$$M_r = \frac{600 \text{ kNm} + 500 \text{ kNm}}{2} = 550 \text{ kNm}$$

8.2 Schema della prova

Lo schema della prova è quello riportato in figura 8.7.

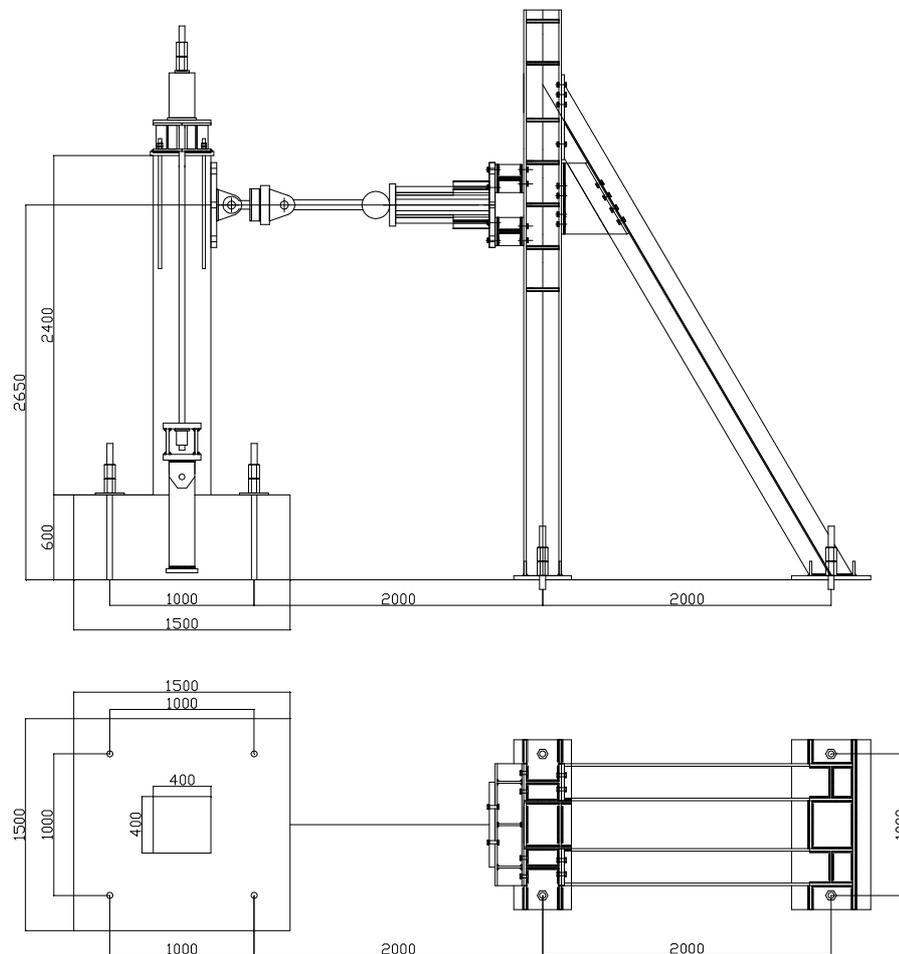


Figura 8.7 Schema della prova.

La prova di presso-flessione consiste nella contemporanea applicazione al pilastro prefabbricato precedentemente descritto di una forza normale e di una forza orizzontale ciclica. La prima simula i carichi verticali a cui un pilastro è normalmente soggetto per via della sua funzione portante mentre la seconda simula l'azione sismica.

Come è possibile osservare dall'immagine sopra riportata, al pilastro viene applicato un apposito dispositivo comprensivo di due martinetti cavi tramite i quali è possibile applicare una forza normale di compressione pari a 100 t. Questo dispositivo verrà meglio descritto nel paragrafo 8.4.

Inoltre ad un interasse di 265 cm dal suolo (205 cm dalla sezione di base del pilastro) è applicato un pistone mediante il quale viene applicata la forza orizzontale ciclica. Il pistone è sostenuto da una struttura di contrasto formata da due triangoli di controvento illustrata nel paragrafo 8.3.

Sia il telaio di contrasto che la fondazione sul quale è montato il pilastro sono ancorati al suolo mediante delle barre Dywidag. Nel solaio del La.P.S. sono infatti presenti dei fori, disposti secondo i vertici di maglie di 1 metro di lato, all'interno dei quali vengono ancorate le barre Dywidag. Queste ultime sono barre a filettatura continua, dotate di nervature laminate a caldo sincronizzate a formare una filettatura destrorsa sull'intera lunghezza della barra. Esse sono particolarmente idonee ad essere utilizzate in sistemi di precompressione. Le barre utilizzate nella prova, caratterizzate da un diametro nominale di 36 mm sono munite di idonei dadi e controdadi serrati a mano per mezzo di chiavi regolabili e tubo di prolunga.

8.3 Sistema di contrasto

Il sistema di contrasto predisposto in laboratorio e finalizzato a permettere la spinta del pistone contro il pilastro in esame, è costituito da due telai di controvento triangolari realizzati assemblando dei profili in acciaio. Il sistema di contrasto nel suo complesso è riportato in figura 8.8.

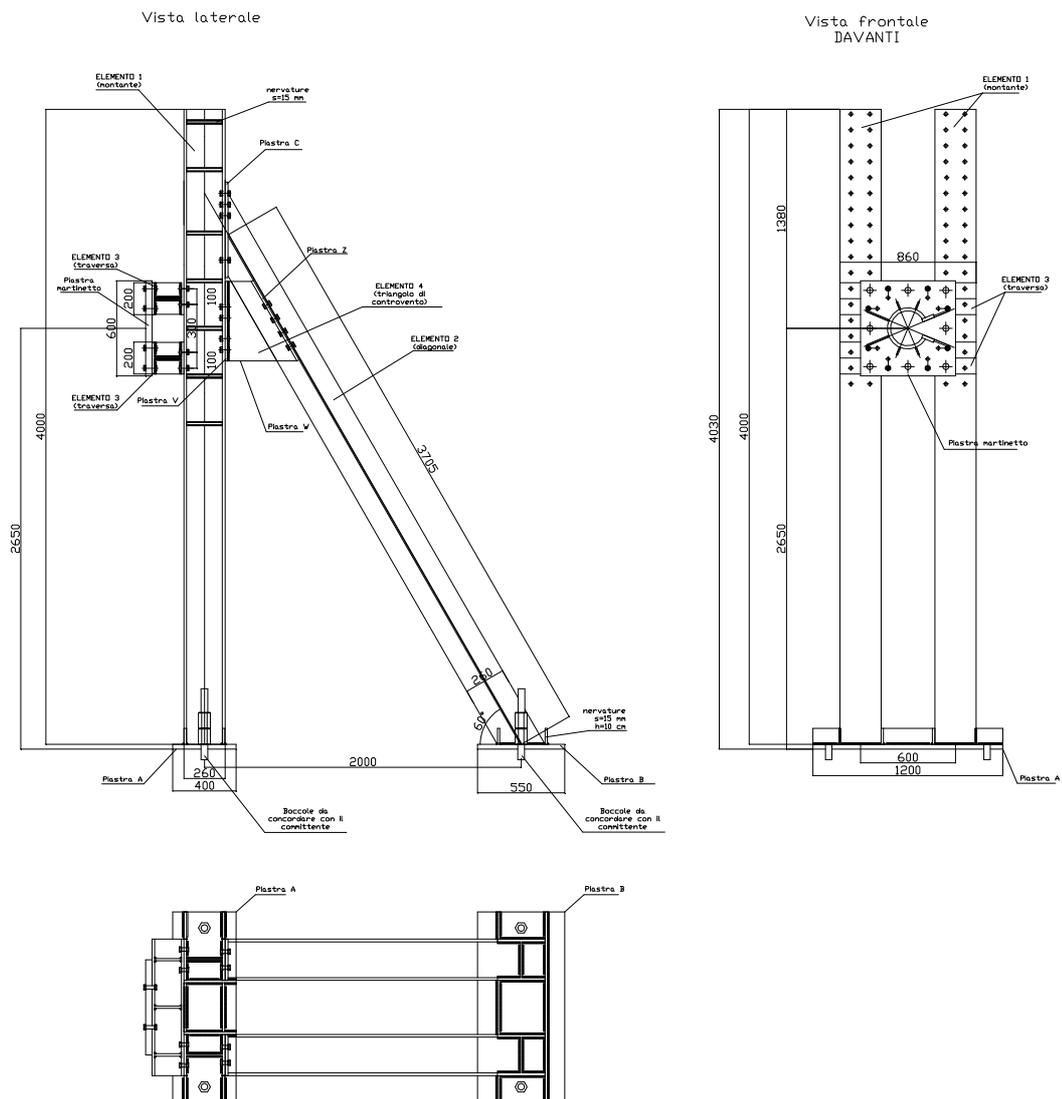


Figura 8.8 Vista laterale e frontale del telaio di contrasto.

Capitolo 8

La disposizione geometrica dei due triangoli di controvento è stata condizionata sia in pianta dalla presenza delle prese di forza presenti sul solaio del La.P.S., le quali sono distribuite secondo i vertici di maglie di 1 metro di lato, sia in elevazione dall' altezza dell'asse di spinta misurato a partire dalla base del pilastro. In figura 8.9 e 8.10 sono riportate rispettivamente una vista laterale ed una frontale del sistema di contrasto montato.



Figura 8.9 Vista laterale del sistema di contrasto montato.

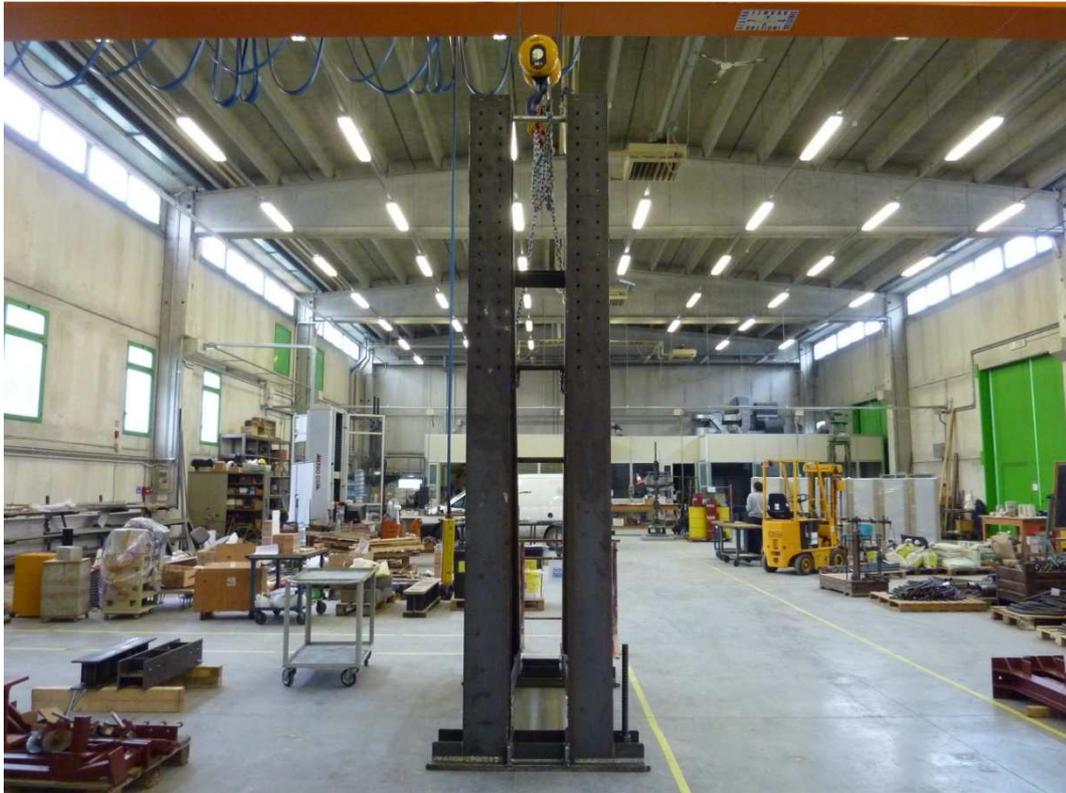


Figura 8.10 Vista frontale del sistema di contrasto montato.

Ognuno dei due triangoli è stato ottenuto accoppiando due profilati HE B 260 in acciaio S 235 (Fe 360). I montanti hanno lunghezza pari a 400 cm mentre i diagonali 370 cm. Alcuni disegni tecnici di questi due elementi sono riportati nelle successive figure 8.11 e 8.12.

ELEMENTO 1 (montante)

Profilo HE B 260 acciaio S 235 (FE 360)
 L = 4000 mm
 Quantità: 2

Le ali dei profili devono essere forate come indicato nei particolari 1 e 2.
 I profili devono essere nervati come indicato nel particolare 3.

I fori sono \varnothing 21,5 mm per M20 classe 8.8 e le saldature hanno spessore 1 mm.

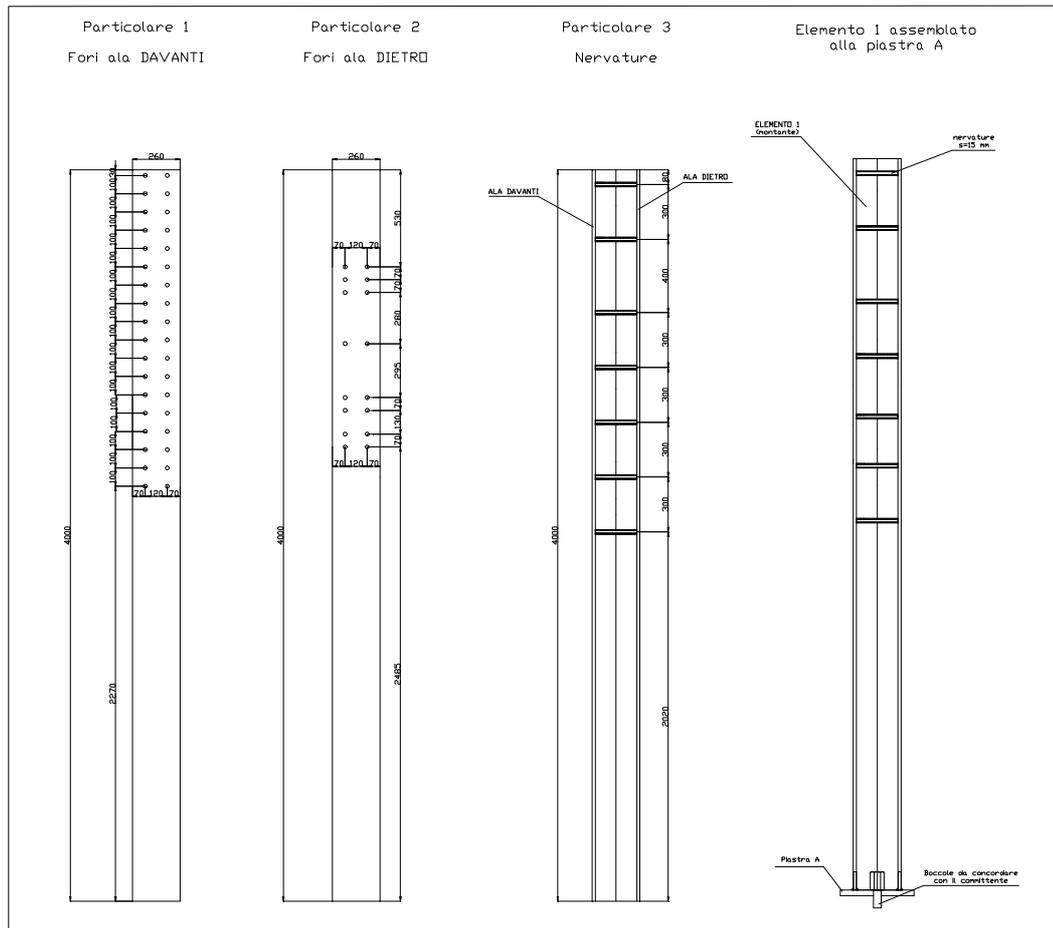


Figura 8.11 Dettagli costruttivi relativi ai montanti.

ELEMENTO 2 (diagonale)

Profilo HE B 260 acciaio S 235 (FE 360)
Quantità: 2

Le anime dei profili devono essere forate come indicato nel particolare 4.

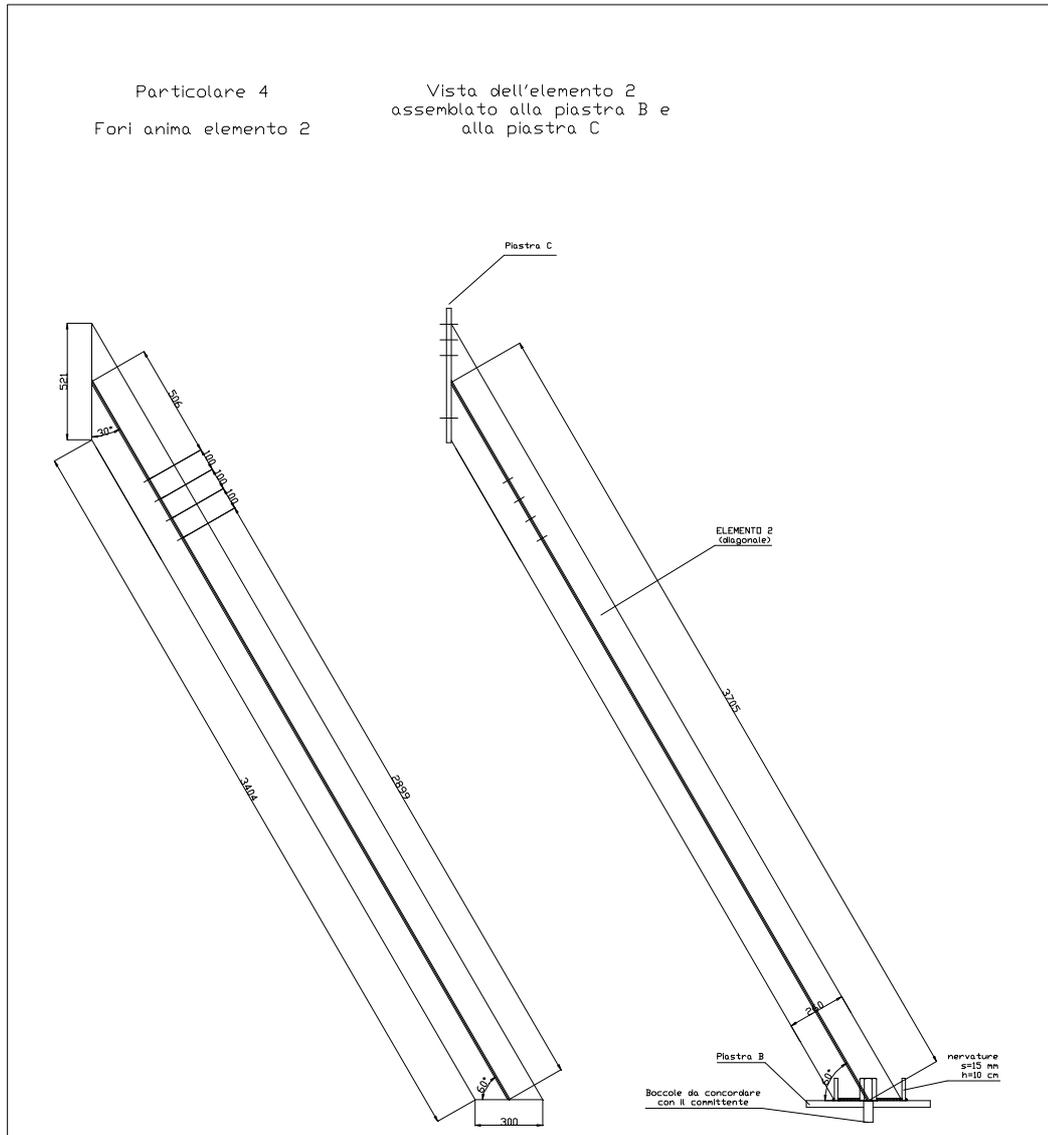


Figura 8.12 Dettagli costruttivi relativi ai diagonali.

I montanti e i diagonali sono stati collegati tra di loro mediante una piastra in acciaio di spessore pari a 2 cm. Tale piastra è stata saldata ad un'estremità del

diagonale e bullonata ad un'ala del montante mediante 8 bulloni M20 classe 8.8. La piastra in questione, denominata piastra C, è riportata in figura 8.13.

PIASTRA C

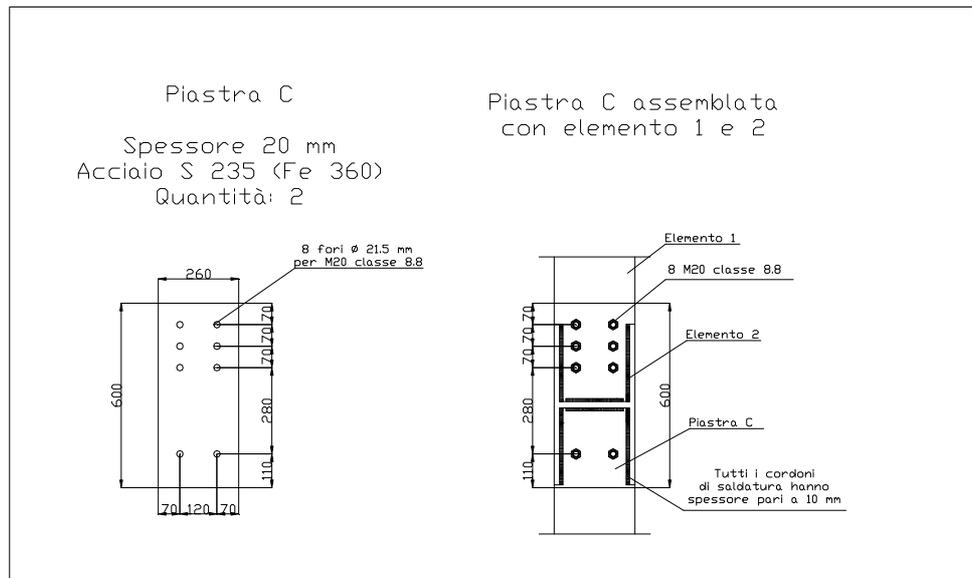


Figura 8.13 Piastra di collegamento tra i montanti e i diagonal.

Le estremità inferiori sia dei montanti che dei diagonal, opportunamente tagliate, sono poi state saldate a due piastre in acciaio di spessore pari a 3 cm, le quali hanno permesso l'ancoraggio a terra dell'intero sistema di contrasto. Esse sono infatti caratterizzate dalla presenza di fori all'interno dei quali vengono inserite e fissate mediante degli opportuni dadi le barre Dywidag ancorate al solaio del La.P.S.. Al fine di irrigidire le piastre, queste sono poi state munite di opportune nervature in acciaio di spessore pari a 15 mm. I disegni tecnici delle due piastre in questione, denominate piastra A e piastra B, e delle corrispondenti nervature sono riportati nelle figure 8.14 e 8.15. Nelle figure 8.16 e 8.17 sono riportate due immagine delle piastre A e B montate e ancorate al suolo mediante le barre Dywidag. In esse è possibile osservare il particolare delle saldature che

permettono il collegamento tra le piastre e i profili HE 260, le varie nervature e le barre Dywidag con i corrispettivi dadi.

PIASTRE A e B

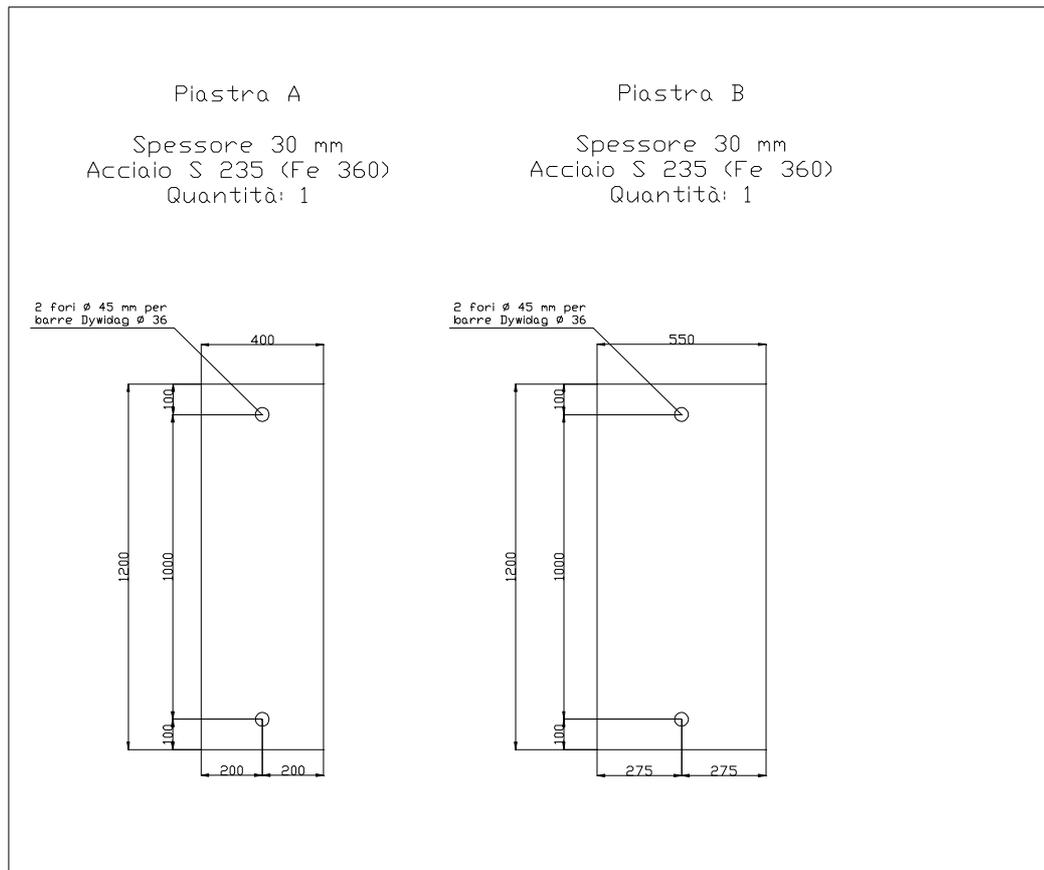


Figura 8.14 Piastre che permettono l'ancoraggio a terra del telaio di contrasto.

PIASTRE A e B

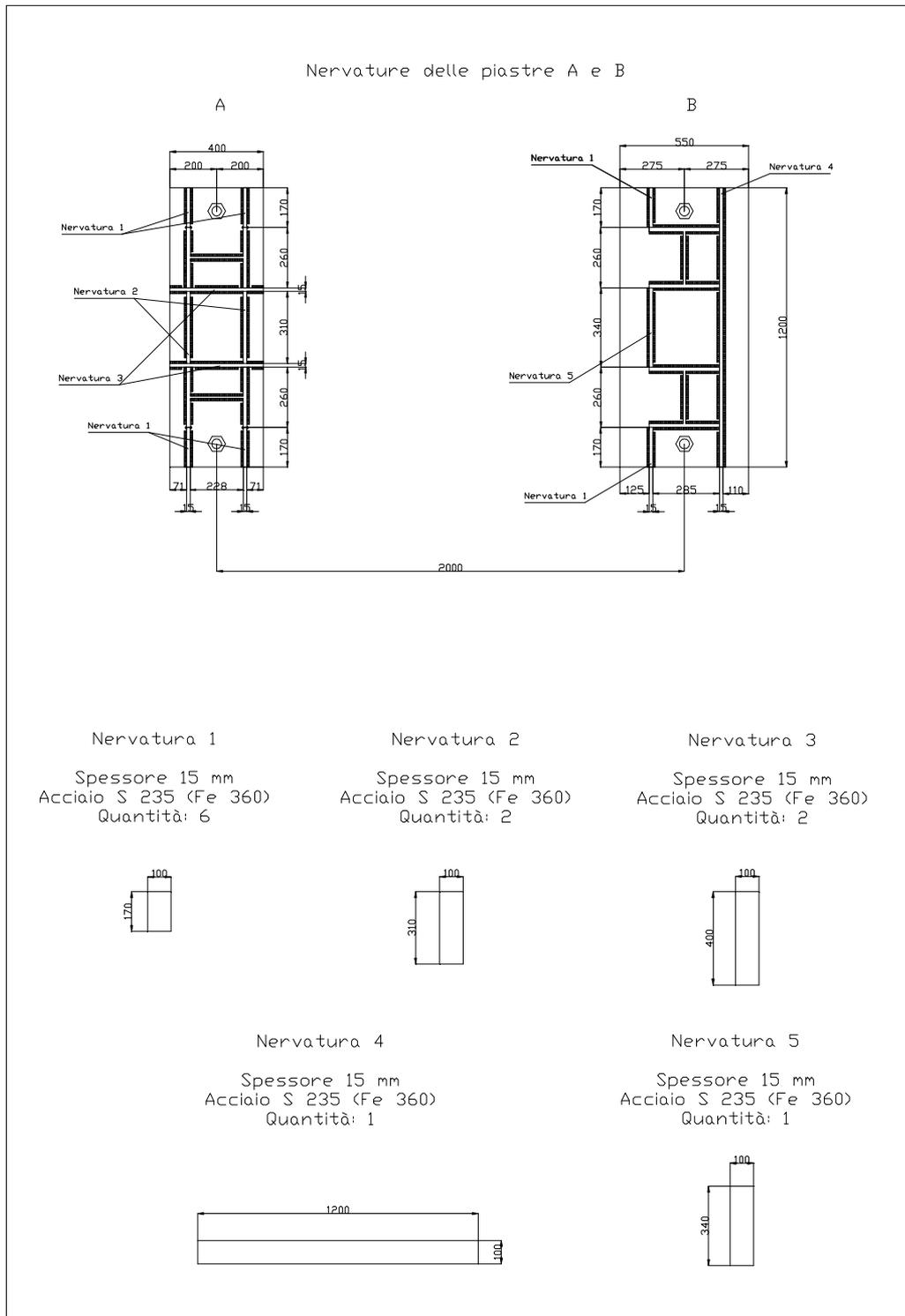


Figura 8.15 Nervature delle piastre A e B.



Figura 8.16 Immagine della piastra A nervata e saldata ai montanti.



Figura 8.17 Immagine della piastra B nervata e saldata ai diagonali.

Capitolo 8

Inoltre al di sotto della piastra C è possibile notare la presenza di un triangolo di controvento formato da tre piastre saldate assieme (piastre V, W e Z). Il triangolo di controvento viene bullonato sia all'ala posteriore del montante che all'anima del diagonale. L'elemento in questione, i cui disegni tecnici sono riportati in figura 8.18, è stato inserito al fine irrigidire il sistema di contrasto a fronte delle sollecitazioni orizzontali a cui è soggetto quando il pistone è in funzione.

ELEMENTO 4 (Triangolo di controvento)

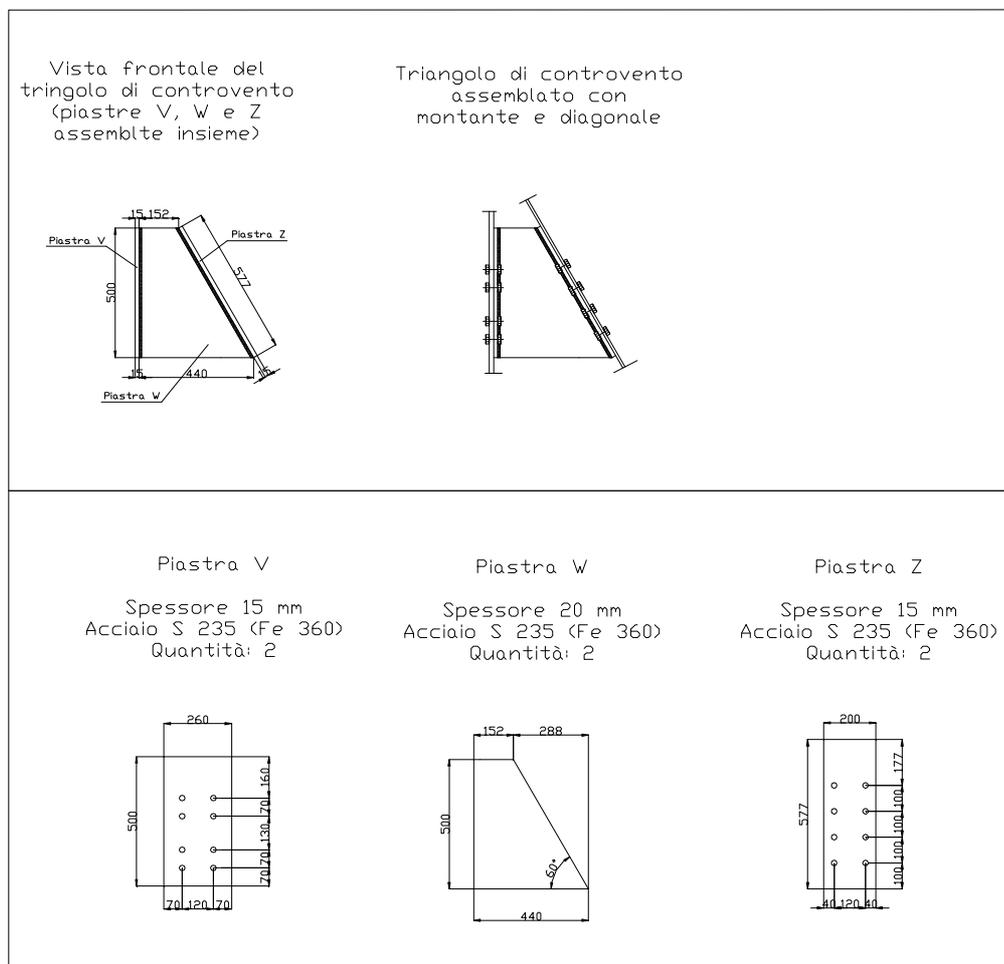


Figura 8.18 Triangolo di controvento.

In figura 8.19 è riportata un'immagine del triangolo di controvento montato sul timpano di contrasto.



Figura 8.19 Triangolo di controvento montato sul timpano di contrasto.

Infine in corrispondenza dell'asse di spinta, sono stati bullonati all'ala del montante rivolta verso il pilastro due profili HE B 200 in acciaio S 235 (Fe 360) sui quali è stato fissato il pistone mediante una piastra in acciaio di spessore pari a 4 cm. Nei due profili HE B 200 sono state realizzate delle nervature al fine di evitare fenomeni di instabilità delle loro anime. Alcuni disegni tecnici dei profili in questione e delle relative nervature sono riportate nelle figure 8.20 e 8.21.

ELEMENTO 3 (traversa)

Profilo HE B 200 acciaio S 235 (FE 360)
 L = 860 mm
 Quantità: 2

Le ali dei profili devono essere forate come indicato nei particolari 5 e 6.
 I profili devono essere nervati come illustrato nel particolare 7.

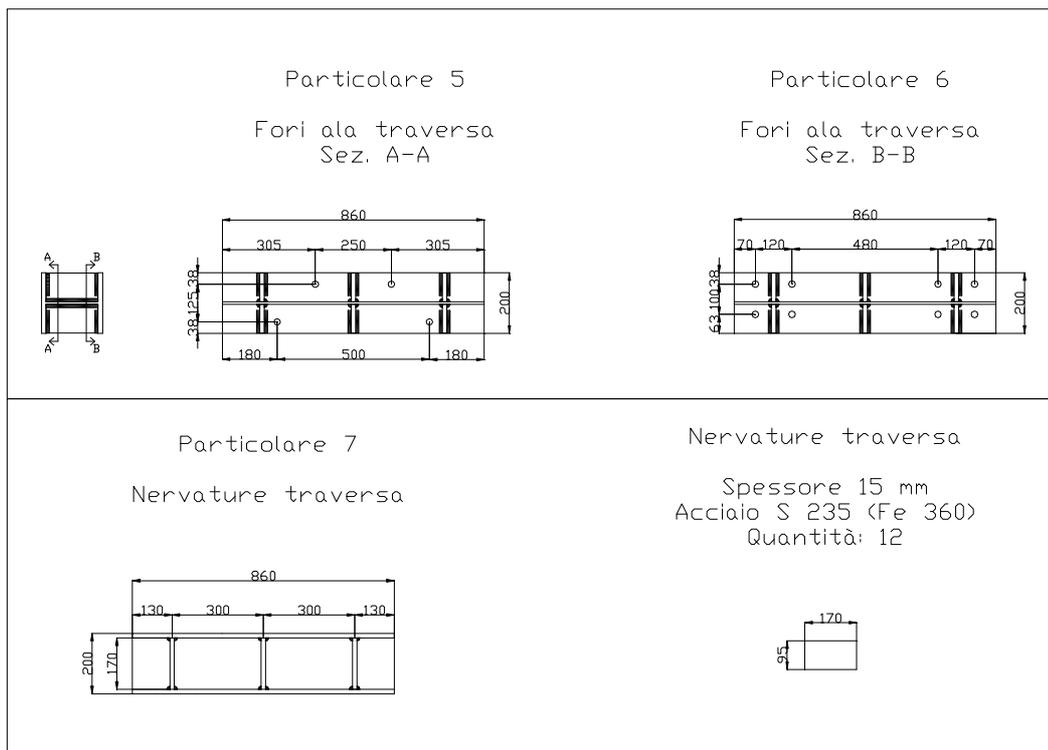


Figura 8.20 Profili HE B 200 mediante i quali viene collegato il pistone alla struttura di contrasto.

ELEMENTO 3 (traversa)

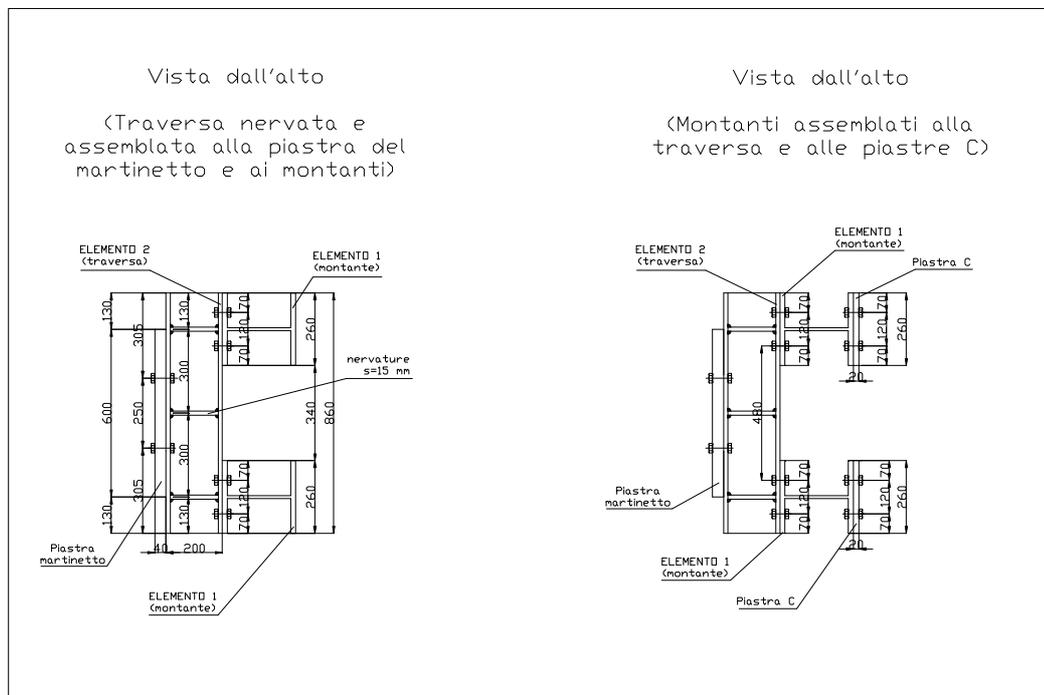


Figura 8.21 Viste dall'alto degli HE B 200 assemblati ai montanti e alla piastra del martinetto.

Il sistema di contrasto appena descritto è stato montato a terra e poi è stato eretto e sistemato nella posizione prevista mediante l'utilizzo del carro ponte. In figura 8.22 è riportata una sequenza di immagini scattate durante il montaggio.

Sotto alle piastre A e B della struttura di contrasto è poi stato fatto un getto di EMACO di spessore pari ad un paio di centimetri. In questo modo le due piastre aderiscono perfettamente in ogni punto alla superficie non perfettamente regolare del solaio. Inoltre il getto di malta impedisce gli scorrimenti relativi tra il pavimento e le piastre quando durante la prova il pistone eserciterà la forza orizzontale contro il pilastro. In figura 8. 23 è riportata una sequenza di immagini scattate durante l'applicazione della malta sotto alla struttura. In particolare il timpano di contrasto è stato prima alzato dal pavimento di alcune decine di centimetri, poi si è proceduto a cospargere le barre Dywidag di disarmante in modo tale da impedire che la malta si attaccasse ad esse ed infine si è disposta la malta nella zona di contatto tra le piastre e il pavimento. Prima di questa

procedura, agendo sulle 8 viti che si trovano agli angoli delle piastre A e B, il sistema di contrasto è stato messo in bolla. In figura 8.24 è riportato un particolare delle viti in questione.



Figura 8.22 Sequenza di immagini scattate durante il montaggio del timpano di contrasto.



Figura 8.23 Sequenza di immagini scattate durante l'applicazione della malta sotto al timpano di contrasto.



Figura 8.24 Particolare delle viti che vengono utilizzate per mettere in bolla il timpano di contrasto.

Nei paragrafi successivi si riportano i calcoli che sono stati effettuati al fine di valutare le tensioni presenti nei vari componenti del sistema di contrasto e di verificare le varie unioni.

8.3.1 Calcolo delle tensioni nei triangoli di controvento e nella corrispondente trave di collegamento

In figura 8.25 è riportato il foglio Exel che è stato utilizzato in fase di progettazione del sistema di contrasto per valutare la snellezza e lo stato tensionale sia dei profili che costituiscono i due telai triangolari di controvento che della trave costituita dai due HE B 200.

Triangolo reticolare		Forze Triangolo reticolare		Trave	
l. teso [cm]	347	F [t]	25	F [t]	25
l. compresso [cm]	400.5109	N compress. [t]	50.06387	l [m]	1
angolo [°]	29.95781	N trazione [t]	43.375	M max [tm]	6.25
		σ max comp. [MPa]	42.427	W [cm^3]	570
				σ [MPa]	109.6491
				Area anima [mm^2]	1530
				τ [MPa]	81.69935
				σ _{id} [MPa]	179.0175
Snellezza					
β	1				
Area [cm^2]	118				
ρ min [cm]	6.58				
λ	60.86792				
σ critico [MPa]	559.4253				
F critico [t]	660.1218				

Figura 8.25 Foglio Excel utilizzato per la progettazione del sistema di contrasto.

8.3.2 Calcolo dello stato tensionale delle barre DYWIDAG

Per scegliere il diametro delle barre DYWIDAG è stato effettuato un calcolo approssimativo delle tensioni che agiscono su ognuna di esse quando il pistone esercita la forza massima (50 t). Il calcolo è stato effettuato per una barra tesa. Le barre tese sono infatti caratterizzate da uno stato tensionale peggiore rispetto a quelle compresse poiché allo sforzo di trazione ordinario, che nasce a causa del fatto che la barra collega a terra un elemento teso, è necessario aggiungere un'ulteriore tensione di pretensione che nasce quando le barre vengono montate. Le barre compresse sono meno sollecitate poiché la tensione di pretensione viene neutralizzata dallo sforzo di compressione quindi complessivamente le tensioni totali sono più basse.

Il calcolo di massima è stato effettuato per una barra \varnothing 36. Essa è caratterizzata da un'area pari a 1018 mm^2 e da un carico caratteristico a rottura di 107 t il quale è stato diminuito a 70 t a causa del comportamento molto fragile delle barre Dywidag. Sono state considerate le seguenti forze:

- Sforzo normale

$$N = 44 \text{ t}$$

$$\sigma' = \frac{N}{A} = \frac{44 * 10^4 \text{ N}}{1018 \text{ mm}^2} \cong 432 \text{ MPa}$$

Capitolo 8

○ Pretensione

Non essendo possibile valutare con precisione l'entità dello sforzo di trazione che nasce nelle barre all'atto del serraggio dei dadi, si considera un valore approssimativo $N = 20 \text{ t}$.

$$\sigma'' = \frac{N}{A} = \frac{20 * 10^4 \text{ N}}{1018 \text{ mm}^2} \cong 196.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tot} = \sigma' + \sigma'' = 432 \text{ MPa} + 196.5 \text{ MPa} \cong 629 \text{ MPa}$$

○ Taglio

Si suppone che ognuna delle 4 barre presenti nelle piastre A e B assorba un quarto del taglio massimo esercitato dal pistone (50 t).

$$T = \frac{50 \text{ t}}{4} = 12.5 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T}{A} = \frac{12.5 * 10^4 \text{ N}}{1018 \text{ mm}^2} \cong 123 \text{ MPa}$$

Complessivamente si ottiene un valore di tensione ideale pari a:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{tot}^2 + 3 * \tau^2} = \sqrt{629^2 + 3 * 123^2} \cong 663 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} < \sigma_{am} = \frac{70 * 10^4 \text{ t}}{1018 \text{ mm}^2} \cong 687 \text{ MPa}$$

Inizialmente le unioni che permettono il collegamento delle piastre A e B a terra mediante le barre DYWIDAG sarebbero dovute essere delle unioni ad attrito. In questo caso le barre non sarebbero state soggette a taglio ma a solo sforzo normale in quanto il taglio sarebbe stato scaricato a terra grazie all'attrito tra il solaio del laboratorio e le piastre d'acciaio. Per realizzare tutto questo sarebbe stato necessario un coefficiente d'attrito molto alto ($\mu = 0.7 \div 0.8$) che non è assolutamente possibile garantire. Questo è il motivo per cui nella verifica a favore di sicurezza è stato considerato anche il taglio, nonostante almeno una

parte di questo venga trasferito a terra per attrito. Di seguito si riporta il calcolo che permette di valutare il coefficiente d'attrito necessario a trasferire a terra un taglio di 12.5 t con una pretensione in ogni barra di 60 t.

$$T_f = \frac{N_B * \mu}{\gamma_{M3}} * (1 - 0.8 * N/N_B)$$

dove N_B è la forza di pretensione nelle barre, N è la forza di trazione che agisce nell'unione e γ_{M3} è un coefficiente che viene assunto pari a 1.25 in accordo con il DM del 14/1/2008.

Dalla formula precedente si ottiene:

$$\mu = \frac{T_f * \gamma_{M3}}{N_B * (1 - 0.8 * N/N_B)} = \frac{12.5 * 1.25}{60 * (1 - 0.8 * 50/60)} = 0.78$$

5.3.3 Verifica della piastra C

Verifica dei bulloni

La piastra C ha spessore 2 cm. Essa è saldata al diagonale e bullonata ad un'ala del montante mediante 8 bulloni M20 classe 8.8. Nel seguito si riporta la verifica dei bulloni. I bulloni utilizzati sono caratterizzati da:

- $A_{res} = 0.75 * A_{nom} = 235.6 \text{ mm}^2$ (area resistente del bullone)
- $f_{dN} = 0.9 * f_{tb}/\gamma_{M2} = 0.9 * 800/1.25 = 576 \text{ MPa}$ (resistenza a trazione di progetto del bullone)
- $f_{av} = 0.5 * f_{tb}/\gamma_{M2} = 0.5 * 800/1.25 = 320 \text{ MPa}$ (resistenza a taglio di progetto del bullone)

Capitolo 8

f_{tb} e γ_{M2} sono rispettivamente la tensione di rottura delle viti di classe 8.8 e il coefficiente di sicurezza per il calcolo della resistenza dei bulloni così come indicati dal DM del 14/1/2008.

In figura 8.26 è riportata la piastra C e lo schema del nodo in cui questa è stata montata.

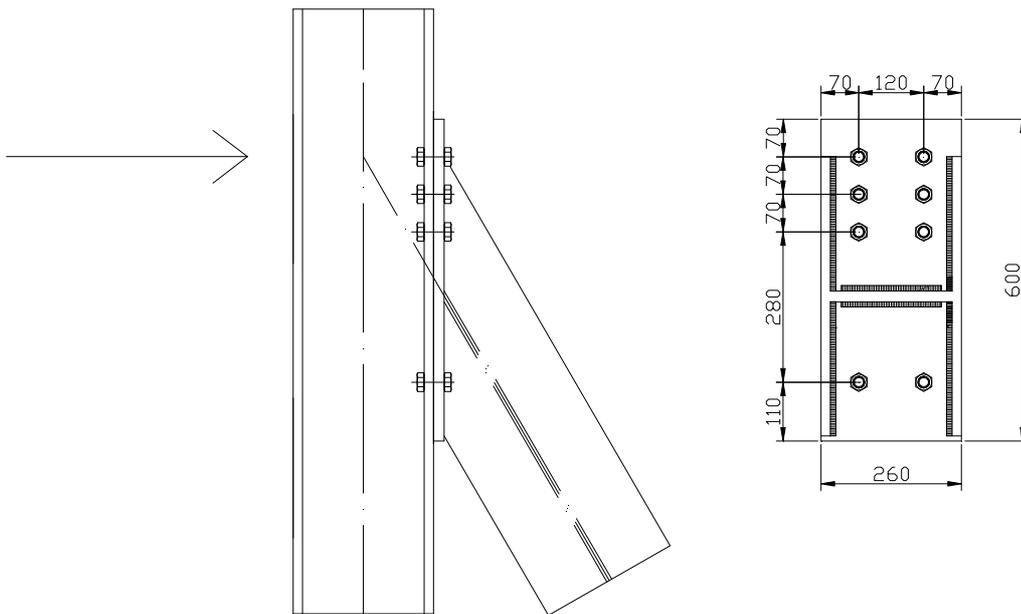


Figura 8.26 Piastra C.

Per effettuare la verifica sono state considerate le seguenti sollecitazioni:

- Taglio

Il taglio che agisce sui bulloni è rappresentato dallo sforzo normale di trazione o di compressione (a seconda del verso della forza orizzontale esercitata dal pistone) presente nel montante.

$$T = 44 \text{ t}$$

$n = 8$ numero complessivo dei bulloni

$$T_i = \frac{T}{n} = \frac{44}{8} = 5.5 \text{ t} \text{ taglio che agisce su ogni bullone}$$

$$\tau_i = \frac{T_i}{A_{res}} = \frac{5.5 * 10^4 N}{235.6 mm^2} = 234 MPa$$

○ Trazione

$$F = 50 t$$

$n = 8$ numero complessivo dei bulloni

$$F_i = \frac{F}{n} = \frac{50}{8} = 6.25 t \text{ trazione che agisce su ogni bullone}$$

$$\sigma_i = \frac{F_i}{A_{res}} = \frac{6.25 * 10^4 N}{235.6 mm^2} = 265.3 MPa$$

La verifica complessiva del bullone più sollecitato considerando taglio e trazione risulta essere abbondantemente soddisfatta infatti:

$$\left(\frac{\tau_i}{f_{dV}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_i}{1.4 * f_{dN}}\right)^2 = \left(\frac{234}{320}\right)^2 + \left(\frac{265.3}{1.4 * 576}\right)^2 = 0.64 \leq 1$$

Nella verifica appena effettuata non si è tenuto conto dell'azione flettente che nasce a causa del fatto che sia la forza di trazione che quella di taglio agiscono con una certa eccentricità rispetto al baricentro della bullonatura.

Verifica a rifollamento

Come stabilito nel DM del 14/1/2008, affinché la piastra sia verificata a rifollamento lo spessore minimo che essa deve assumere è pari a:

$$t_{min} = \frac{F * \gamma_{M2}}{k * \alpha * d * f_{tk}}$$

dove:

- $F = 5.5 t$
- $\gamma_{M2} = 1.25$

- d è il diametro nominale del gambo del bullone (20 mm)
- f_{tk} è la resistenza a rottura delle piastra (360 MPa per un acciaio di classe S 235)
- $\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{tb}}{f_{tk}}; 1 \right) = \min \left(\frac{70}{64.5}; \frac{800}{360}; 1 \right) = 1$

(d_0 è il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone, f_{tb} è la resistenza a rottura del materiale utilizzato per realizzare il bullone cioè 800 MPa, e_1 ed e_2 sono le distanze geometriche riportate in figura 8.27).

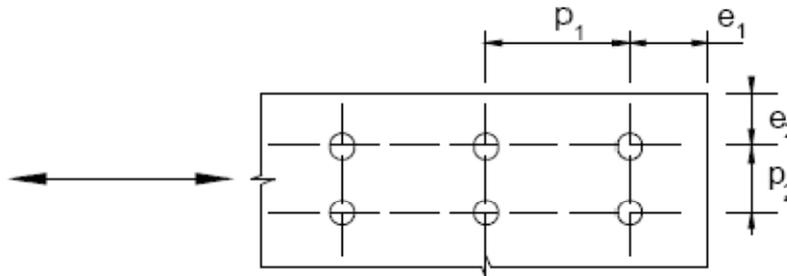


Figura 8.27 Distanze geometriche tra i fori previste dal DM del 14/1/2008.

$$k = \min \left(2.8 * \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right) = \min(7.4; 2.5) = 2.5$$

$$t_{min} = \frac{5.5 * 10^4 * 1.25}{2.5 * 1 * 20 * 360} \cong 3.8 \text{ mm} < 2 \text{ cm}$$

5.3.4 Verifica dei bulloni che collegano la piastra del martinello ai due HE B 200

Per valutare lo stato tensionale che caratterizza i bulloni che permettono il collegamento della piastra del martinetto ai due profili HE B 200 si considerano le seguenti sollecitazioni:

○ Taglio

La forza di taglio che agisce sui bulloni in esame è costituita dal peso del pistone e di tutte le componenti che vengono ad esso collegate. Supponiamo un peso di circa 300 kg. Il collegamento avviene mediante 8 bulloni M20 classe 8.8.

$$n = 8$$

$$T = 3 \text{ kN}$$

$$\tau_i = \frac{T}{n * A_{res}} = \frac{3 * 10^3}{8 * 235.6 \text{ mm}^2} \cong 1.6 \text{ MPa}$$

○ Trazione

La forza di trazione è la forza esercitata sul telaio di contrasto dal pistone.

$$F = 50 \text{ t}$$

$n = 8$ numero complessivo dei bulloni

$$F_i = \frac{F}{n} = \frac{50}{8} = 6.25 \text{ t} \text{ trazione che agisce su ogni bullone}$$

$$\sigma = \frac{F_i}{A_{res}} = \frac{6.25 * 10^4 \text{ N}}{235.6 \text{ mm}^2} = 265.3 \text{ MPa}$$

La verifica complessiva risulta essere soddisfatta infatti:

$$\left(\frac{\tau}{f_{dV}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma}{1.4 * f_{dN}}\right)^2 = \left(\frac{1.6}{320}\right)^2 + \left(\frac{265.3}{1.4 * 576}\right)^2 = 0.11 \leq 1$$

8.3.5 Verifica dei bulloni che collegano il montante del telaio triangolare ai due HE B 200

Questi bulloni sono soggetti a sia a sforzo normale che a sforzo di taglio. E' necessario distinguere due componenti di taglio: la prima deriva dal peso dei due profilati HE B 200 e dal peso del pistone mentre invece la seconda deriva dalle tensioni normali che nascono nei due profilati a causa del momento flettente in essi presente.

Capitolo 8

○ Taglio derivante dal peso

$$n = 16$$

$$P' = 3 \text{ kN}$$

$$P'' = \rho * 2 * A_{HEB200} * l = 7850 * 2 * 78.1 * 10^{-4} * 0.86 = 105 \text{ kg}$$

$$P = P' + P'' = 405 \text{ kg} \cong 4 \text{ kN}$$

$$\tau_i^* = \frac{P}{n * A_{res}} = \frac{4 * 10^3 \text{ N}}{16 * 235.6 \text{ mm}^2} \cong 1 \text{ MPa}$$

○ Taglio derivante dallo sforzo normale

$$\tau_i^{**} = \sigma_{HEB200} = 110 \text{ MPa}$$

Il taglio totale è pari a:

$$\tau_{tot} = \sqrt{\tau_i^{*2} + \tau_i^{**2}} = \sqrt{1^2 + 110^2} \cong 110 \text{ MPa}$$

○ Sforzo assiale

$$\sigma = \frac{F}{n * A_{res}} = \frac{50 * 10^4 \text{ N}}{16 * 235.6 \text{ mm}^2} = 132.6 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{\tau_{tot}}{f_{dV}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma}{1.4 * f_{dN}}\right)^2 = \left(\frac{110}{320}\right)^2 + \left(\frac{132.6}{1.4 * 576}\right)^2 = 0.14 \leq 1$$

8.3.6 Verifica delle saldature delle piastre A e B

Per la verifica delle saldature presenti nelle piastre A e B sono state considerate le seguenti sollecitazioni:

○ Sforzo assiale

Si tratta dello sforzo trasmesso ai cordoni di saldatura dal montante (44 t). Tale sforzo produce nei vari cordoni delle σ_{\perp} . Si tratta di cordoni di saldatura con uno spessore fisico a' pari ad 1 cm da cui deriva la seguente altezza di gola:

$$a = \frac{a'}{\sqrt{2}} = \frac{1 \text{ cm}}{\sqrt{2}} = 0.7 \text{ cm}$$

$$N = 44 \text{ t}$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{N}{A_{tot}} = \frac{44 * 10^4 \text{ N}}{2 * 7 \text{ mm} * (245 + 225 + 2 * 90) \text{ mm}} \cong 49 \text{ MPa}$$

○ Taglio

Si assume che alla base di ognuno dei 4 profili che costituiscono i due telai triangolari sia presente un taglio che deve essere scaricato a terra pari ad un quarto della massima forza esercitata dal pistone (50 t). Si trascura la resistenza a taglio di tutti i cordoni disposti con asse non parallelo alla direzione della forza di taglio. Il taglio produce nei cordoni resistenti delle τ_{\parallel} .

$$F = \frac{50 \text{ t}}{4} = 12.5 \text{ t}$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{F}{A_{tot}} = \frac{12.5 * 10^4 \text{ N}}{2 * 7 \text{ mm} * 225 \text{ mm}} \cong 40 \text{ MPa}$$

La verifica complessiva è stata effettuata sui cordoni di saldatura con asse parallelo alla direzione del taglio perché maggiormente sollecitati.

$$\begin{cases} \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 * f_{yk} \\ |\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \beta_2 * f_{yk} \end{cases}$$

dove f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento mentre β_1 e β_2 sono definiti in base alla categoria di acciaio. In accordo con il DM del 14/1/2008, per un acciaio di classe S235 essi valgono rispettivamente 0.85 e 1.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sqrt{49^2 + 40^2} = 63 \text{ MPa} \leq 0.85 * 235 \text{ MPa} \\ 49 \leq 235 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

8.3.7 Verifica delle saldature della piastra C

I cordoni di saldatura della piastra C sono soggetti sia a taglio che a trazione. In essi saranno pertanto presenti sia delle τ_{\parallel} che delle σ_{\perp} .

○ Taglio

Il taglio è costituito dalla componente verticale dello sforzo normale che agisce nel diagonale (44 t). A favore di sicurezze si considerano resistenti a taglio soltanto i cordoni con asse parallelo alla direzione di tale sollecitazione. Come nel caso precedente si tratta di cordoni di saldatura con uno spessore fisico a' pari ad 1 cm da cui deriva la seguente altezza di gola:

$$a = \frac{a'}{\sqrt{2}} = \frac{1 \text{ cm}}{\sqrt{2}} = 0.7 \text{ cm}$$

$$N = 44 \text{ t}$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{N}{A_{tot}} = \frac{44 * 10^4 \text{ N}}{4 * 7 \text{ mm} * 250 \text{ mm}} \cong 63 \text{ MPa}$$

○ Trazione

La trazione è costituita dalla forza orizzontale esercitata dal martinetto (50 t).

$$N = 50 \text{ t}$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{N}{A_{tot}} = \frac{50 * 10^4 \text{ N}}{2 * 7 \text{ mm} * (185 + 2 * 250) \text{ mm}} \cong 52 \text{ MPa}$$

La verifica complessiva è stata effettuata sui cordoni di saldatura con asse parallelo alla direzione del taglio perché maggiormente sollecitati.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 * f_{yk} \\ |\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \beta_2 * f_{yk} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sqrt{52^2 + 63^2} \cong 82 \text{ MPa} \leq 0.85 * 235 \text{ MPa} \\ 52 \leq 235 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

8.4 Sistema per l'applicazione della forza normale

Per trasmettere al pilastro una forza normale di compressione di circa 100 t è stato progettato il sistema di trasferimento del carico riportato in figura 8.28.

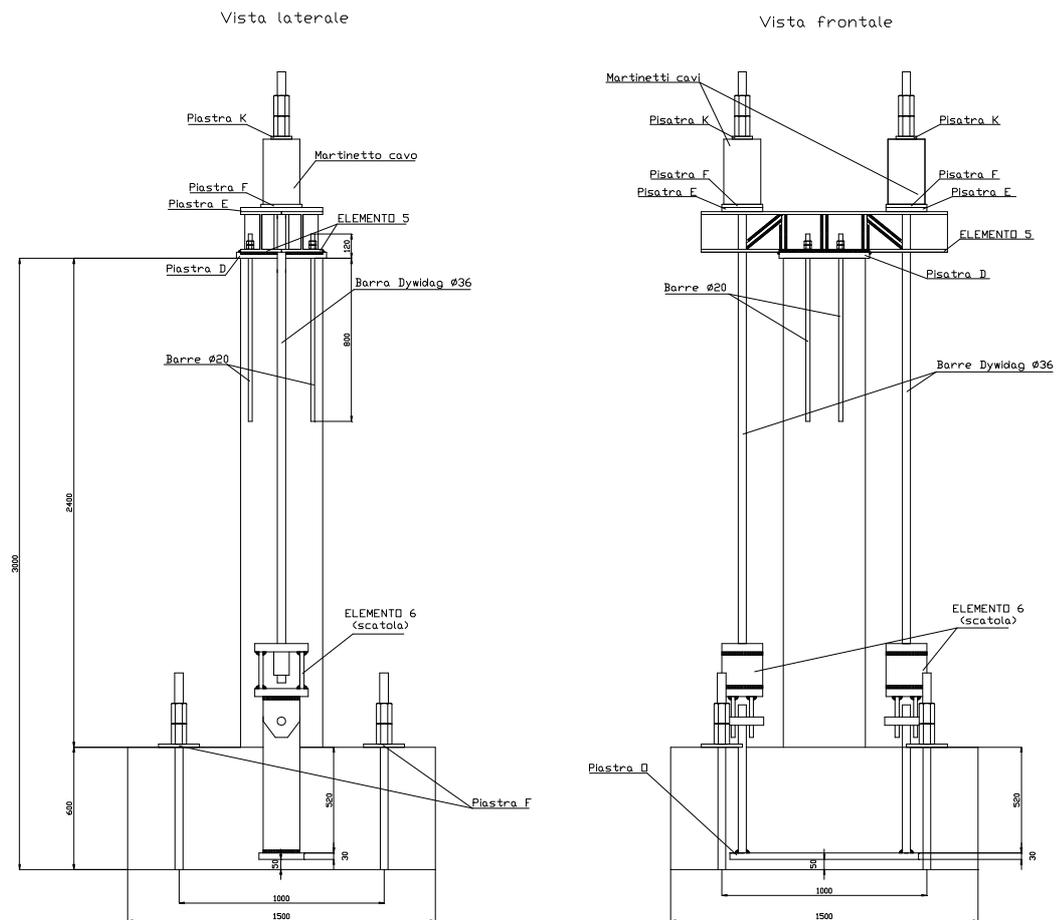


Figura 8.28 Sistema per l'applicazione della forza normale.

Come si può notare dalla figura 8.28 il carico normale viene trasferito al pilastro mediante due martinetti cavi all'interno di ognuno dei quali passa una barra Dywidag di diametro 36 mm la cui estremità inferiore si trova all'interno di una scatola in acciaio meglio descritta nel seguito.

Sulla cima del pilastro è stata posizionata una piastra in acciaio di spessore pari a 30 mm, denominata piastra D, sulla quale sono poi stati appoggiati due

profili HE B 200 di lunghezza 120 cm realizzati in acciaio S 355 (Fe 510) le cui ali sono state intagliate in modo tale da poter far passare le barre Dywidag. I due profili in questione, opportunamente nervati al fine di evitare problemi di instabilità delle loro anime, oltre ad essere saldati alla piastra D sono collegati al pilastro mediante 4 barre filettate in acciaio di diametro 20 mm annegate nel calcestruzzo per una lunghezza di 80 cm. Sulle ali superiori dei due profili, in corrispondenza degli intagli, sono state inserite due piastre di spessore 15 mm sulle quali sono stati posti i martinetti cavi. All'interno di questi ultimi passano le barre Dywidag bloccate superiormente da una coppia di dadi esagonali. Un'immagine del sistema appena descritto già assemblato è riportato in figura 8.29 mentre in figura 8.30 ne è stato riportato il disegno tecnico.



Figura 8.29 Elemento del sistema utilizzato per l'applicazione della forza normale di compressione al pilastro che andrà posizionato in cima a quest'ultimo.

ELEMENTO 5

Profilo HE B 200 acciaio S 355 (FE 510)
 L = 1200 mm
 Quantità: 2

I profili devono essere intagliati come illustrato nel particolare 8 e nervati come illustrato nel particolare 9. Inoltre essi devono essere muniti di ganci per il sollevamento.

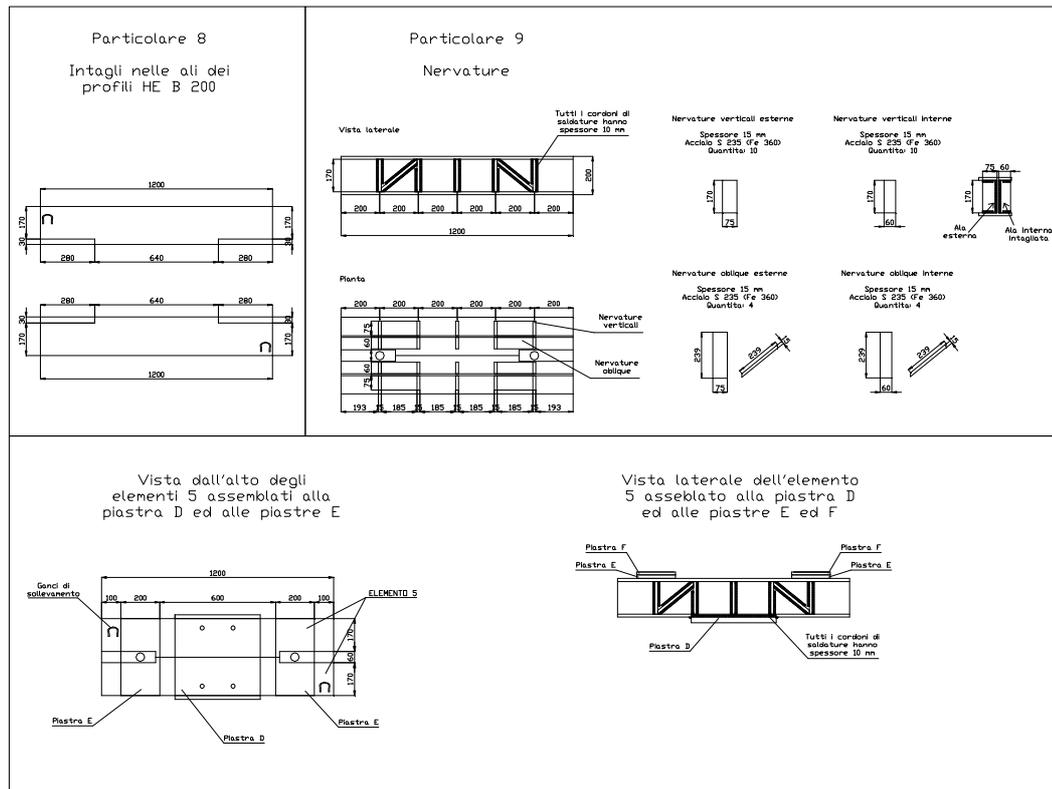


Figura 8.30 Profili HE B 200 Utilizzati nel sistema per la trasmissione della forza normale.

In figura 8.31 sono riportati i disegni tecnici delle piastre D, E, F e K ossia le piastre che vengono utilizzate nella parte superiore del sistema di trasmissione della forza normale in questione.

PIASTRE D E F K

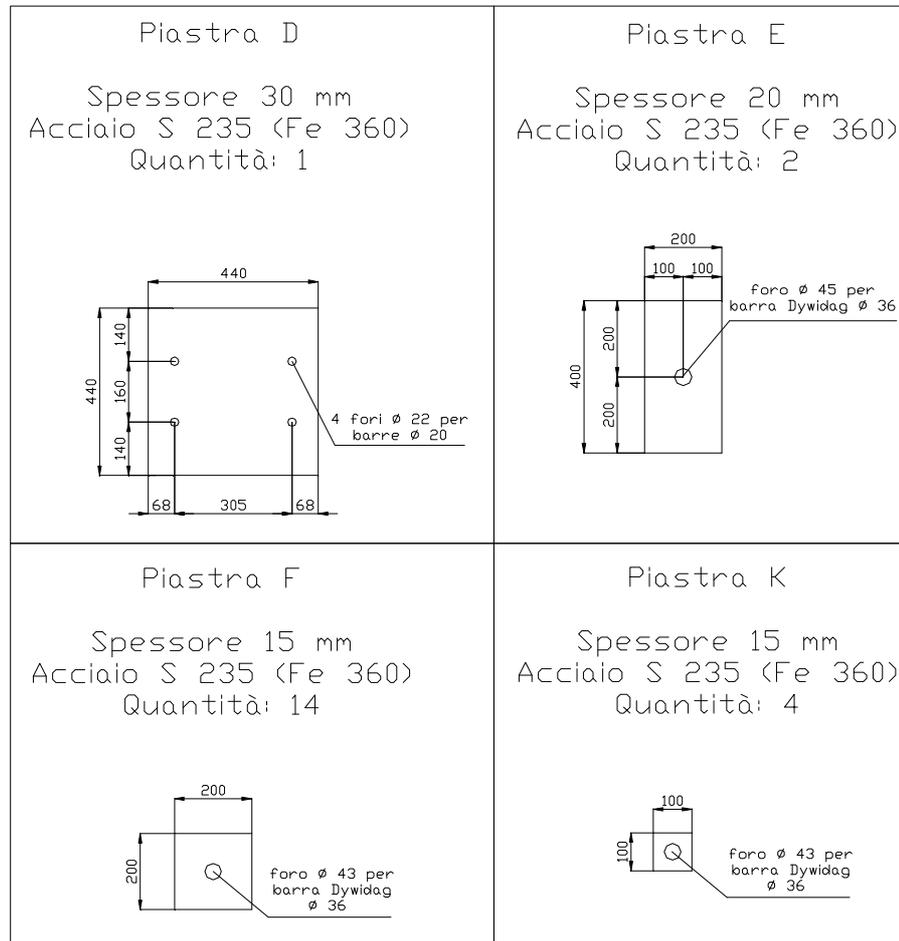


Figura 8.31 Disegni tecnici delle piastre D, E, F e K.

Inferiormente ognuna delle due barre Dywidag termina all'interno di una scatola in acciaio formata da 4 piastre saldate assieme. Ad ognuna delle scatole è poi stata collegata una cerniera a perno saldamente ancorata alla fondazione. Essa è formata da tre staffe, due delle quali sono saldate alla piastra inferiore della scatola mentre la terza è stata annegata nel getto del plinto. Le tre staffe sono caratterizzate dalla presenza di un foro nel quale viene inserito un perno in acciaio speciale di diametro 40 mm e lunghezza 210 mm. La staffa che si inserisce verticalmente all'interno del plinto di fondazione, avente spessore 40 mm e realizzata in acciaio S 275, è saldata inferiormente ad una piastra orizzontale

posta ad una distanza dall'intradosso della fondazione pari a 10 cm. Le cerniere a perno sono state realizzate al fine di permettere la rotazione delle barre Dywidag quando quest'ultimo viene inflesso durante il corso della prova. I disegni tecnici della cerniera a perno e della scatola in acciaio sono riportati nelle successive figure 8.32 e 8.33.

ELEMENTO 6 (scatola)

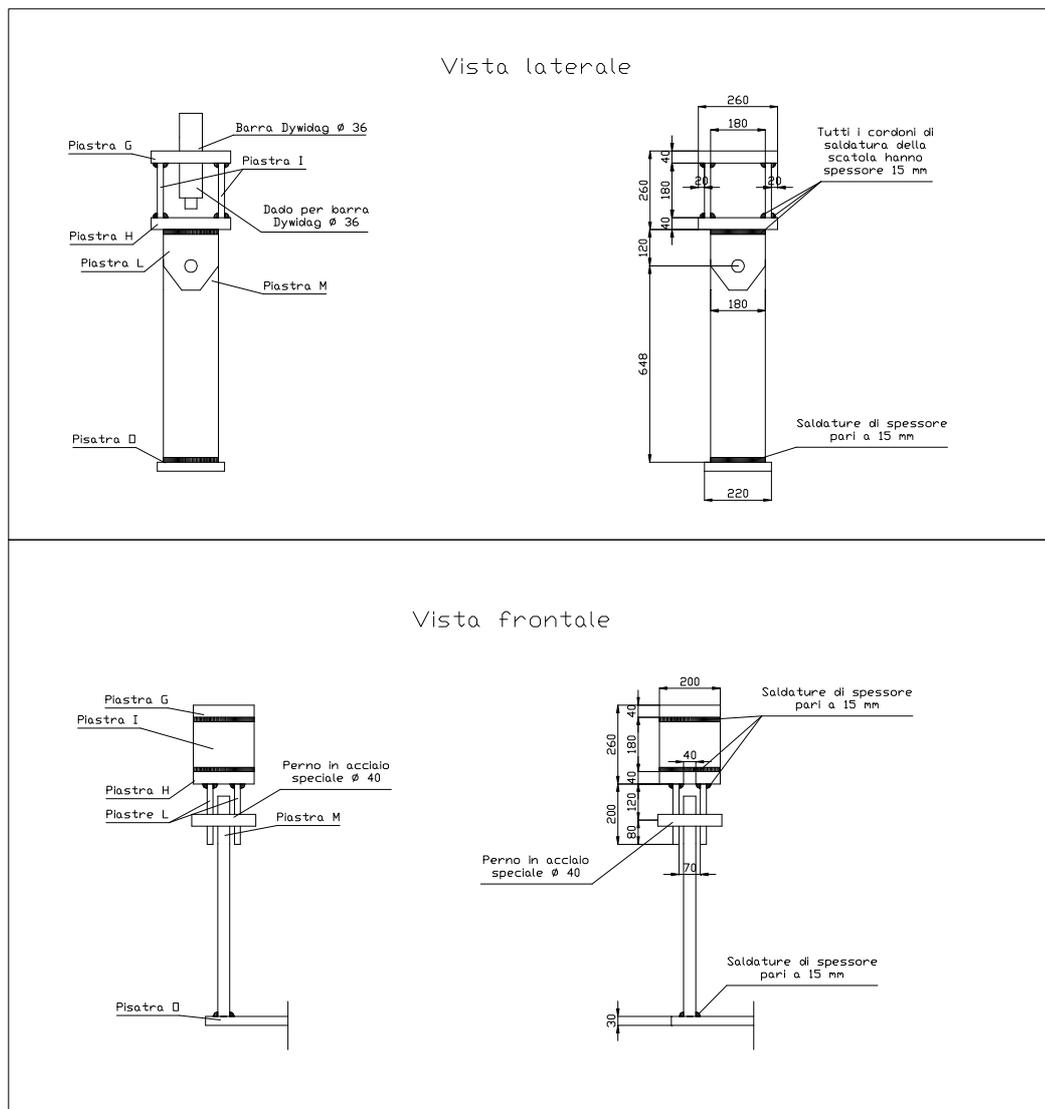


Figura 8.32 Vista laterale e vista frontale della cerniera a perno saldata alla scatola in acciaio.

ELEMENTO 6 (scatola)

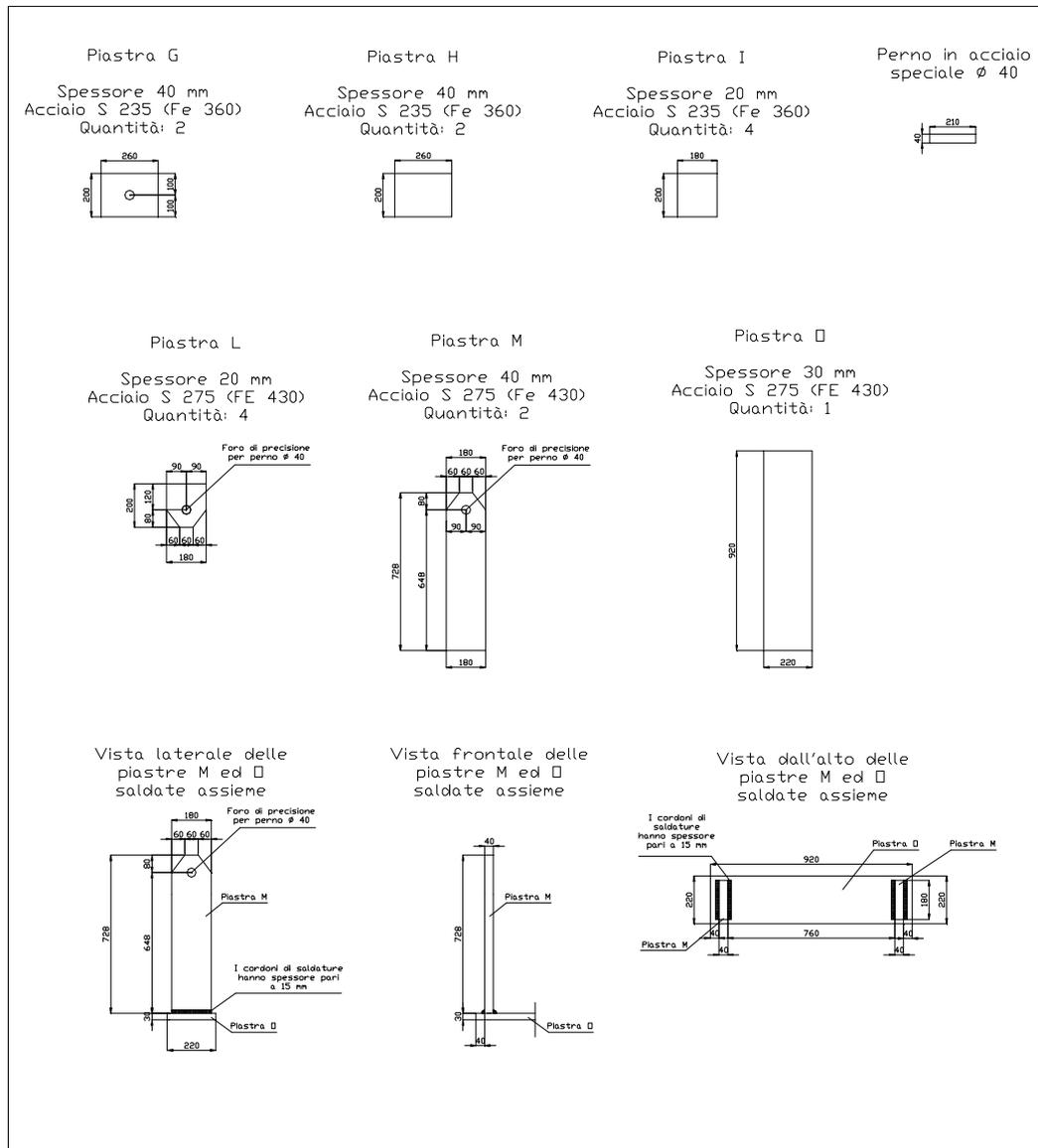


Figura 8.33 Piastre costituenti le scatole in acciaio e la cerniera a perno.

Nel seguito sono stati riportati tutti i calcoli effettuati per il dimensionamento dei profili HE B 200 posizionati in sommità al pilastro, della cerniera a perno e della scatola in acciaio.

8.4.1 Dimensionamento dei profili HE B 200

Per dimensionare i profili da utilizzare si è fatto riferimento allo schema strutturale riportato in figura 8.34:

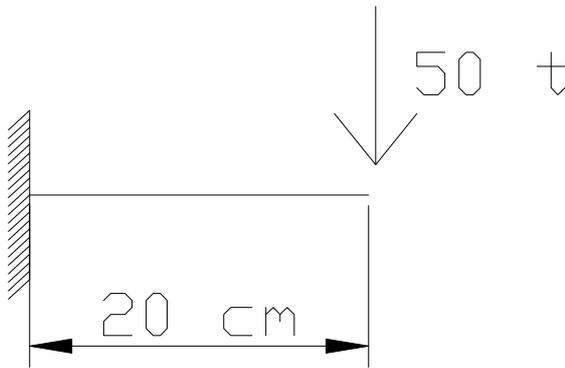


Figura 8.34 Schema strutturale utilizzato per il dimensionamento dei profili HE B 200.

I profili sono realizzati con un acciaio S 355 (Fe 510) quindi la tensione di snervamento di progetto e le sollecitazioni che nascono nei profili sono pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M2}} = \frac{355}{1.25} = 284 \text{ MPa}$$

$$F = 50 \text{ t} = 5 * 10^5 \text{ N}$$

$$M = F * l = 10 * 10^7 \text{ Nmm}$$

$$T = F = 5 * 10^5 \text{ N}$$

La trave formata dai due HE B 200 è caratterizzata da:

$$W = 1140 \text{ cm}^3 \text{ (modulo di resistenza)}$$

$$A = 3060 \text{ mm}^2 \text{ (area dell'anima)}$$

Ne deriva quindi che:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{10 * 10^7 \text{ Nmm}}{1140 * 10^3 \text{ mm}^3} \cong 88 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T}{A} = \frac{5 * 10^5 \text{ N}}{3060 \text{ mm}^2} \cong 164 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 * \tau^2} = \sqrt{88^2 + 3 * 164^2} \cong 297 \text{ MPa}$$

8.4.2 Verifica delle saldature interne alla scatola

All'interno di ognuna delle due scatole sono presenti 8 cordoni di saldatura di spessore 15 mm e lunghezza pari a 200 mm. In ognuno di essi nascono delle tensioni σ_{\perp} . L'altezza di gola corrispondente ad uno spessore fisico della saldatura di 15 mm è pari a:

$$a = \frac{a'}{\sqrt{2}} = \frac{15 \text{ mm}}{\sqrt{2}} = 10.6 \text{ mm}$$

$$N = 50 \text{ t}$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{N}{A_{tot}} = \frac{50 * 10^4 \text{ N}}{8 * 10.6 \text{ mm} * 200 \text{ mm}} \cong 30 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 * f_{yk} \\ |\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \beta_2 * f_{yk} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 30 \leq 0.85 * 235 \text{ MPa} = 200 \text{ MPa} \\ 30 \leq 1 * 235 \text{ MPa} = 235 \text{ MPa} \end{cases}$$

8.4.3 Dimensionamento delle staffe della cerniera a perno

Per il dimensionamento delle staffe della cerniera a perno si è fatto riferimento alle istruzioni CNR-UNI 10011. La staffa centrale, realizzata con un

Capitolo 8

acciaio S 275 (Fe 430) ha spessore 40 mm mentre le due staffe laterali, anch'esse realizzate in acciaio Fe 430 hanno entrambe spessore 20 mm.

Per stabilire la geometria delle staffe sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifica della sezione resistente diametrale parallela allo sforzo di trazione

$$t * a \geq F / f_{yd}$$

dove f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto, F è la forza di trazione (50 t), t è lo spessore della staffa mentre a e b sono le dimensioni riportate in figura 8.35.

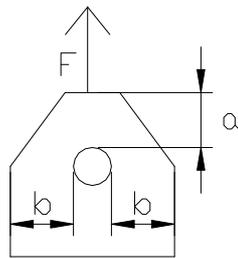


Figura 8.35 Dimensioni geometriche della staffa secondo le istruzioni CNR-UNI 10011.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M2}} = \frac{275}{1.25} = 220 \text{ MPa}$$

$$a_{min} = \frac{F}{f_{yd} * t} = \frac{50 * 10^4 \text{ N}}{220 \text{ MPa} * 40 \text{ mm}} \cong 57 \text{ mm}$$

- Verifica della sezione resistente diametrale ortogonale allo sforzo di trazione

$$2 * b * t \geq 1.4 * F / f_{yd}$$

$$b_{min} = \frac{1.4 * F}{2 * f_{yd} * t} = \frac{1.4 * 50 * 10^4 N}{2 * 220 MPa * 40 mm} \cong 40 mm$$

○ Controllo sullo spessore

Lo spessore t di regola non deve essere minore di 12 mm né maggiore di 50 mm.

Deve essere inoltre:

$$\frac{b}{t} \leq 8$$

Se si pone $b = 70 mm$ allora:

$$\frac{b}{t} = \frac{70}{40} = 1.75 \leq 8$$

○ Verifica a rifollamento

$$\sigma_{rif} \leq 1.35 * f_{yd} = 1.35 * 220 MPa = 297 MPa$$

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{d_{foro} * t} = \frac{50 * 10^4}{41.5 mm * 40 mm} = 301 MPa$$

Le verifiche sopra riportate sono state effettuate per la staffa centrale ma valgono anche per le staffe laterali in quanto ad esse compete la metà della forza di trazione che compete alla staffa centrale ma rispetto a quest'ultima hanno spessore dimezzato.

Sulla base di queste verifiche si è stabilita la geometria delle staffe riportata nella precedente figura 8.33.

8.4.4 Dimensionamento del perno in acciaio della cerniera

Dopo aver stabilito la geometria delle staffe è stato poi necessario effettuare alcune verifiche sul perno. Quest'ultimo è un perno in acciaio speciale di diametro 40 mm e lunghezza 210 mm.

Per il calcolo delle tensioni agenti sul perno sono stati seguiti i criteri suggeriti da Ballio e Mazzolani nel testo “*Strutture in acciaio*”. Il perno in generale non può essere considerato come una trave inflessa in quanto le sue dimensioni trasversali sono considerevoli.

Qualora sia sufficiente una verifica a taglio si può considerare che ogni elemento della staffa equidistribuisca il carico che gli compete. In tal caso il perno viene dimensionato a tranciamento e in analogia a quanto avviene per i bulloni si può considerare una distribuzione uniforme della tensione tangenziale nella sezione $\tau = F/A$.

Più controversa è la necessità di un dimensionamento a flessione infatti quest'ultima si può esplicitare solo se ad essa si accompagna un'inflessione: questa può essere impedita dalle staffe in virtù della limitatezza del gioco foro-perno. Pertanto si può adottare, a seconda delle esigenze, uno dei due criteri seguenti:

- a) si trascura la flessione e si dimensiona il perno a taglio
- b) si dimensiona a flessione e taglio il perno considerandolo come una trave inflessa.

Nel primo caso il perno viene considerato come un bullone e non si può quindi garantire che, inflettendosi, non vada ad interferire con le staffe della cerniera, forzandole e quindi ostacolando la rotazione. Il secondo caso invece, pur essendo un metodo privo di motivazioni teoriche o sperimentali, è comunque a vantaggio di sicurezza e garantisce la funzionalità delle cerniere. I valori di taglio e momento per le sezioni più sollecitate sono di seguito riportati con riferimento alla figura 8.36.

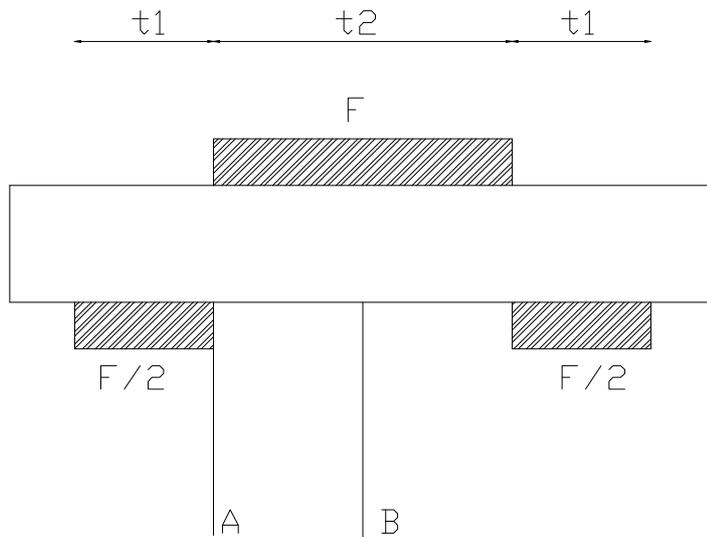


Figura 8.36 Sezioni più sollecitate del perno.

$$\begin{aligned} \text{sez A-A: } \quad V &= \frac{F}{2} & M &= \frac{F}{4} * t_1 \\ \text{sez B-B: } \quad V &= 0 & M &= \frac{F}{4} * (t_1 + \frac{t_2}{2}) \end{aligned}$$

Il momento e il taglio massimo valgono rispettivamente:

$$\begin{aligned} M_{MAX} &= \frac{F}{4} * (t_1 + \frac{t_2}{2}) = \frac{50 t * 50 mm}{4} = 625 * 10^4 Nmm \\ V_{MAX} &= \frac{F}{2} = \frac{50 t}{2} = 25 * 10^4 N \end{aligned}$$

Questi valori sono poi stati confrontati con i valori di resistenza a taglio e flessione del perno proposti dal D.M. del 14/1/2008 e di seguito riportati.

○ Verifica a taglio

La resistenza a taglio del perno è pari a:

Capitolo 8

$$F_{V,Rd} = \frac{0.6 * A * f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

dove A e f_{tk} sono rispettivamente l'area della sezione trasversale e la tensione caratteristica di rottura del perno mentre γ_{M2} è un fattore di sicurezza che viene assunto pari a 1.25.

$$F_{V,Rd} = \frac{0.6 * \pi * 20^2 * 800}{1.25} \cong 48 t \leq V_{MAX} = 25 t$$

La verifica complessivamente è soddisfatta in quanto la resistenza a taglio è maggiore della massima forza di taglio sollecitante.

○ Verifica a flessione

La resistenza a flessione del perno è data da:

$$M_{Rd} = \frac{1.5 * W_{el} * f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove W_{el} e f_{yk} sono rispettivamente il modulo di resistenza elastico e la tensione caratteristica di snervamento del perno mentre γ_{M0} è un coefficiente di sicurezza assunto pari a 1.05.

$$M_{Rd} = \frac{1.5 * \pi * r^3 * f_{yk}}{\gamma_{M0} * 4} = \frac{1.5 * \pi * 20^3 * 700}{4 * 1.05} = 640 * 10^4 Nmm \leq M_{MAX}$$

8.4.5 Verifica delle saldature tra le staffe della cerniera a perno e la piastra inferiore della scatola

Per verificare le saldature in questione si considerano a favore di sicurezza solo 2 cordoni anziché 4. Essi hanno uno spessore di 15 mm e una lunghezza pari a 180 mm.

$$a = \frac{a'}{\sqrt{2}} = \frac{15 \text{ mm}}{\sqrt{2}} = 10.6 \text{ mm}$$

$$N = 50 t$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{N}{A_{tot}} = \frac{50 * 10^4 N}{2 * 10.6 mm * 180 mm} = 131 MPa$$

$$\begin{cases} \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 * f_{yk} \\ |\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \beta_2 * f_{yk} \end{cases}$$

dove f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento mentre β_1 e β_2 sono definiti in base alla categoria di acciaio. In accordo con il DM del 14/1/2008, per un acciaio di classe S 275 essi valgono rispettivamente 0.7 e 0.85.

$$\begin{cases} 131 \leq 0.7 * 275 MPa = 192.5 MPa \\ 131 \leq 0.85 * 275 MPa = 233.7 MPa \end{cases}$$

8.4.6 Verifica delle saldature che permettono il collegamento tra le staffe centrali delle cerniere a perno e la piastra orizzontale interna alla fondazione

Le estremità inferiori delle staffe annegate nel plinto vengono saldate ad una piastra orizzontale che si trova ad una distanza di 10 cm dall'intradosso del plinto. Per ognuna delle staffe la saldatura in questione avviene mediante due cordoni di spessore pari a 15 mm e lunghezza pari a 180 mm. In ognuno di essi nascono delle tensioni σ_{\perp} .

L'altezza di gola corrispondente ad uno spessore fisico della saldatura di 15 mm è pari a:

$$a = \frac{a'}{\sqrt{2}} = \frac{15 mm}{\sqrt{2}} = 10.6 mm$$

$$N = 50 t$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{N}{A_{tot}} = \frac{50 * 10^4 N}{2 * 10.6 mm * 180 mm} = 131 MPa$$

Capitolo 8

$$\begin{cases} \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 * f_{yk} \\ |\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \beta_2 * f_{yk} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 131 \leq 0.7 * 275 \text{ MPa} = 192.5 \text{ MPa} \\ 131 \leq 0.85 * 275 \text{ MPa} = 233.7 \text{ MPa} \end{cases}$$

Bibliografia

[1] Sito internet:

www.ape.it, sito ufficiale della ditta APE s.p.a..

[2] Sito internet:

www.dywidag-systems.com

[3] Sito internet:

www.windcrete.com

[4] Sito internet:

www.enerpac.it, sito ufficiale della ditta ENERPAC.

[5] Sito internet:

www.hbm.com/it, sito ufficiale di HBM.

[6] Sito internet:

www.ni.com, sito ufficiale di National Instrument.

[7] Sito internet:

www.tml.jp/e, sito ufficiale di Tokio Sokki Kenkyuio Co.

[8] Ministero delle Infrastrutture;

D.M. 14 gennaio 2008, “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”.

[9] UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione;

Bibliografia

Norme CNR-UNI 10011, “*Costruzioni in acciaio- Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione*”.

- [10] Tesi di laurea di Sebastiano Bondi (a.a. 2008/09 sessione II):
“*Comportamento ciclico del collegamento pilastro-fondazione del sistema costruttivo APE*”.
- [11] Tesi di laurea di Paolo Patrignani (a.a. 2008/09 sessione III):
“*Sperimentazione di un nodo a tre vie appartenente ad un sistema prefabbricato in cemento armato*”.
- [12] C. Ceccoli, M. Savoia, C. Mazzotti, B. Ferracuti, M. Ferrari
“*Prove di pull-out su un sistema di ancoraggio per strutture prefabbricate*” XVI Convegno CTE, Pisa, Novembre 2006
- [13] Thomsen and Wallace (1994). “Lateral Load Behavior of Reinforced Concrete Columns Constructed Using High-Strength Materials.” *ACI Struct. J.*, 91(5), 605-615.
- [14] Xiao and Martirosyan, A. (1998). “Seismic Performance of High-Strength Concrete Columns.” *J. of Struct. Eng.*, 124(3), 241-251.
- [15] Saatcioglu, M., and Baingo, D. (1999). “Circular High-Strength Concrete Columns Under Simulated Seismic Loading.” *J. Struct. Eng.*, 125(3), 272-280.
- [16] Legeron, F., and Paultre, P. (2000). “Behavior of High-Strength Concrete Columns under Cyclic Flexure and Constant Axial Load.” *ACI Struct. J.*, 97(4), 591-601.

- [17] Paultre, P., Legeron, F., and Mongeau, D. (2001). "Influence of Concrete Strength and Transverse Reinforcement Yield Strength on Behavior of High-Strength Concrete Columns." *ACI Struct. J.*, 98(4), 490-501.
- [18] Xiao Y., and Yun., H. W. (2002). "Experimental Studies on Full-Scale High-Strength Concrete Columns." *ACI Struct. J.*, 99(2), 199-207.
- [19] Chai, Y., Priestley, M., and Seible, F. (1991). "Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance." *ACI Struct. J.*, 88(5), 572-584.
- [20] Mo, Y.L., and Wang, S.J. (2000). "Seismic Behavior of RC Columns with Various Tie Configurations." *J. Struct. Eng.*, 126(10), 1122-1130.
- [21] S.-K. Hwang, H.-D. Yun, W.-S. Park and B.-C. Han (2005) "Seismic performance of high-strength concrete columns." *Magazine of Concrete Research*", 57, No. 5, June, 247–260.
- [22] Bora Acun, Haluk Sucuoglu (2010). "Performance of Reinforced Concrete Columns Designed for Flexure under Severe Displacement Cycles", *ACI Structural Journal*, 107(3), 364-371.
- [23] BISIO G.M. (2002), "Appunti alle lezioni"; Università degli studi di Genova, *Ingegneria Biofisica ed Elettronica, Corso di Misure Elettroniche, Sensori e Trasduttori 1*.