

# Cyclic tension tests on bonded anchors in a RC foundation

## Prove cicliche di trazione su ancoranti chimici inghisati in una fondazione in c.a.

F. Minghini<sup>1</sup>, W. Salvatore<sup>2</sup>, N. Tullini<sup>3</sup>

<sup>1</sup> *Engineering Department, University of Ferrara, Ferrara, Italy*

<sup>2</sup> *Department of Civil and Industrial Engineering, University of Pisa, Pisa, Italy*

<sup>3</sup> *Engineering Department, University of Ferrara, Ferrara, Italy*

**ABSTRACT:** The paper reports the main results obtained from 11 unconfined tension tests on bonded anchors in a RC foundation. All anchors were comprised of 20 mm-diameter threaded rods inserted into holes injected with epoxy resin. First, 8 tests on single anchors were carried out. The anchoring depth was of 500 mm for 4 of the tests and of 550 mm for the remaining 4. In all tests, yielding of the threaded rod was reached and in 6 cases the rod rupture was attained. Then, 3 tests on the connection of a ribbed steel plate to a RC footing were carried out. The connection makes use of 10 bonded anchors analogous to those previously described. In this case, concrete cracking associated with yielding of the reinforcing bars was attained. The maximum tensile load reached in the tests was more than 3.5 times greater than the design tensile resistance of the connection. / La memoria riporta i principali risultati di 11 prove di trazione non confinate su ancoranti chimici inghisati in una fondazione in c.a. Gli ancoranti analizzati consistono in barre filettate M20 inserite in fori preventivamente iniettati con resina epossidica. In una prima fase sono state effettuate 8 prove su ancoranti singoli, di cui 4 aventi profondità di infissione di 500 mm e 4 di 550 mm. In tutte le prove si è pervenuti allo snervamento della barra ed in 6 casi su 8 è sopraggiunta la rottura dell'acciaio. In una seconda fase sono state effettuate 3 prove sul collegamento di una piastra d'acciaio ad un plinto in c.a., ottenuto mediante 10 ancoranti analoghi ai precedenti. In questo caso si è manifestata la fessurazione del calcestruzzo della fondazione associata allo snervamento delle barre di armatura. Il carico di trazione raggiunto è pari ad oltre 3.5 volte la resistenza di progetto del collegamento.

**KEYWORDS:** bonded anchors; RC foundation; unconfined tension; cyclic test / ancoranti chimici; fondazione in c.a.; trazione non confinata; prova ciclica

### 1 INTRODUZIONE

In Italia, un forte impulso all'uso di ancoranti per fissaggi pesanti su calcestruzzo ha fatto seguito ai terremoti emiliani del 2012. Come è noto, quegli eventi hanno fatto cadere l'attenzione sulle gravi carenze degli edifici a struttura prefabbricata in c.a. non progettati con criteri antisismici. In particolare, numerosi casi di crollo degli elementi di copertura vanno attribuiti all'inadeguatezza delle connessioni ad attrito nel far fronte alle azioni sismiche (Minghini et al. 2016). Nella fase di messa in sicurezza, la rimozione di tali carenze è stata spesso affidata a piastre e profili metallici solidarizzati agli elementi prefabbricati tramite ancoranti chimici o meccanici.

Le modalità di rottura di ancoranti chimici singoli sottoposti a trazione non confinata sono ampiamente descritte in letteratura (Cook 1993, Cook et al. 2007, Eligehausen et al. 2006). Il meccanismo più frequentemente osservato in assenza di effetti di bordo con-

siste nella formazione di un cono di rottura di profondità limitata, associato alla rottura del legame di aderenza fra ancorante e calcestruzzo.

Al contrario, pochi sono i risultati di prove su gruppi di ancoranti. Alcuni sono riportati nei riferimenti già citati, che hanno permesso di definire i criteri di progetto riportati dall'EOTA (2007, 2012, 2013a,b). Recentemente, Delhomme et al. (2015) hanno presentato gli esiti di prove statiche e dinamiche di pull-out su piastre metalliche collegate ad una fondazione in c.a. mediante 4 barre di acciaio strutturale o di acciaio per armatura, posizionate all'interno della gabbia della fondazione prima del getto. Nel caso delle prove statiche è sopraggiunta in tutti i casi la rottura dell'ancorante, mentre nelle prove dinamiche sulle barre di armatura si è manifestata la perdita di aderenza. Tali risultati non appaiono tuttavia di facile estensione al caso di ancoranti chimici post-inseriti nel calcestruzzo, in cui la resistenza dell'interfaccia resina-calcestruzzo può giocare un ruolo determinante.

Accanto agli edifici prefabbricati, un'altra categoria di "strutture", spesso a loro volta realizzate all'in-

terno di capannoni industriali, è stata duramente colpita dalla sequenza emiliana: si tratta delle scaffalature metalliche (Bournas et al. 2014), ivi compresi i magazzini automatizzati verticali (MAV), la cui progettazione, in linea con quella di impianti ed elementi non strutturali in genere, è stata in passato demandata al rispetto di norme di prodotto che non contemplano requisiti adeguati per la resistenza al sisma.

La presente memoria riporta i risultati di una campagna sperimentale finalizzata alla caratterizzazione del comportamento ciclico delle connessioni di un MAV in acciaio di nuova costruzione ad una platea in c.a., già sede di un magazzino crollato nel 2012. Le connessioni analizzate fanno uso di ancoranti chimici costituiti da barre filettate M20 inghisate in fori del diametro di 24 mm preventivamente iniettati con resina epossidica.

Il programma delle prove ha previsto preliminarmente l'esecuzione di 8 prove di trazione su singoli ancoranti (prove S1, ..., S8), aventi profondità di inghisaggio  $h_{ef} = 550$  mm in quattro casi (da S1 a S4) e  $h_{ef} = 500$  mm nei rimanenti quattro. Per tre delle prove con  $h_{ef} = 500$  mm e per una delle prove con  $h_{ef} = 550$  mm, il carico di trazione è stato applicato ciclicamente.

Successivamente sono state svolte 3 prove di trazione (di cui 2 cicliche) su piastre d'acciaio collegate a basamenti di calcestruzzo aventi percentuale di armatura coincidente con quella minima presente nella platea (prove G1, G2 e G3). Il collegamento è stato realizzato tramite 10 ancoranti chimici analoghi a quelli studiati in precedenza, disposti secondo la geometria prevista per il collegamento MAV-platea.

Allo scopo di riprodurre le effettive condizioni di installazione degli ancoranti utilizzati per il MAV, per tutte le prove è stata scelta una configurazione di tipo non confinato (EOTA 2012, 2013a).

### 1.1 Proprietà dei materiali

La resistenza a trazione delle barre filettate, determinata come valore medio dei carichi di rottura valutati per 30 spezzoni della stessa partita delle barre sottoposte a prova, è risultata pari a  $N_{Rm} = 212$  kN. Il produttore degli ancoranti chimici dichiara, per barre filettate della stessa tipologia, una resistenza a trazione caratteristica pari a  $N_{Rk} = 196$  kN. Vengono inoltre dichiarate le seguenti resistenze caratteristiche di aderenza sviluppate dal sistema di ancoraggio su calcestruzzo C20/25:  $\tau_{Rk,ucr} = 10$  MPa;  $\tau_{Rk,cr} = 7$  MPa e  $\tau_{Rk,seis} = 2.8$  MPa, rispettivamente per calcestruzzo non fessurato e fessurato in condizioni statiche e per le condizioni sismiche.

La resistenza a compressione del calcestruzzo utilizzato per i basamenti è stata stimata a partire dagli esiti di 6 prove su cubetti di lato 150 mm prelevati

dagli impasti. La resistenza media,  $R_{cm} = 35.4$  MPa, e quella minima,  $R_{cl} = 34.2$  MPa, sono compatibili con un calcestruzzo di classe C25/30.

Le prove di trazione su 6 spezzoni di barre di armatura del diametro di 16 mm della stessa partita di quelle utilizzate per i basamenti hanno restituito le resistenze medie  $f_{ym} = 512$  MPa e  $f_{tm} = 620$  MPa, rispettivamente a snervamento e a rottura, compatibili con la classe B450C.

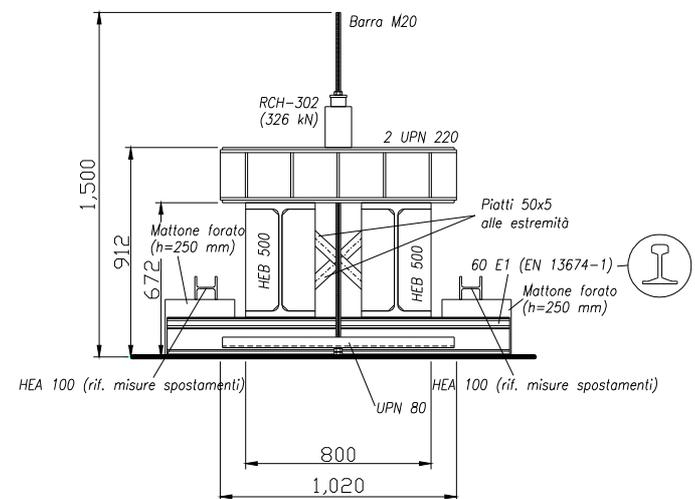
## 2 PROVE SU ANCORANTI SINGOLI

### 2.1 Configurazione di prova

La configurazione di prova prevede l'uso di due travi metalliche fra loro parallele appoggiate sulla platea di fondazione del MAV (Fig. 1a), che supportano in mezzeria un traverso costituito da due profili a C calastrellati tramite piatti saldati. Al di sopra del traverso viene posto, in mezzeria, un martinetto idraulico forato all'interno del quale passa la barra da sottoporre a prova. La barra viene serrata allo stelo del martinetto tramite rondella e dado.



(a)



(b)

Figure 1. (a) Test set-up for single anchors; (b) cross-sectional view of the reaction beams (dimensions in mm) / (a) Configurazione adottata per le prove su ancoranti singoli; (b) vista in sezione delle travi di contrasto (dimensioni in mm).



Figure 2. Manometer and comparator gauge C1, test S2 / Manometro e comparatore centesimale C1, prova S2.

Gli elementi d'appoggio, posti ad una distanza di 3 m l'uno dall'altro, sono costituiti da due binari 60 E1, aventi l'ala inferiore di larghezza pari a 150 mm. La distanza netta fra gli appoggi è pertanto pari a  $3.00 - 0.15 = 2.85$  m e garantisce il requisito di prova di trazione non confinata ai sensi dell'EOTA (2012, 2013a) per entrambe le profondità di inghisaggio indagate.

## 2.2 Sistema per l'applicazione del carico

Le due travi parallele (Fig. 1b), lunghe 3.5 m, sono costituite da profili HEB 500 di acciaio S275 e presentano nervature di irrigidimento verticali di spessore 10 mm saldate alle ali e all'anima e poste ad interasse di 0.5 m. La distanza netta fra le travi è pari a 200 mm.

Il traverso posto in mezzzeria alle travi è costituito da due profili UPN 220 di acciaio S235, calastrellati tramite piatti saldati, uno inferiore e uno superiore, dello spessore di 10 mm. L'altezza complessiva del traverso è quindi pari a 240 mm. La distanza di accoppiamento fra i profili UPN è di 60 mm. I calasatrelli presentano al centro un foro di diametro 50 mm che consente il passaggio della barra da sottoporre a prova.

Alle estremità le travi sono state controventate per mezzo di piatti 50×5 disposti a croce e bullonati alle nervature verticali delle travi. Inoltre, le ali superiori delle travi sono state unite tramite un profilo UPN 300 bullonato.

Il carico di trazione è stato applicato utilizzando un martinetto forato a semplice effetto ENERPAC RCH-302, avente capacità di carico di 326 kN alla pressione di 700 bar, area effettiva del cilindro di 4660 mm<sup>2</sup> e corsa del pistone di 64 mm. Il circuito oleodinamico è stato alimentato da una pompa manuale ENERPAC P-462 avente pressione nominale di 700 bar e serbatoio per l'olio con capacità di 7.4 litri.

## 2.3 Strumenti di misura

La pressione nel circuito oleodinamico è stata misurata tramite un manometro digitale ENERPAC DGR-2 con fondo scala di 1380 bar e precisione a fondo scala pari a  $\pm 0.25\%$  (Fig. 2), preventivamente tarato presso il Laboratorio di Ingegneria Idraulica e Strutturale del Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara. La forza di trazione applicata dal martinetto durante le prove, espressa in kN, è stata ottenuta moltiplicando la pressione misurata dal manometro, espressa in MPa, per la costante 4.66.

Gli spostamenti verticali sono stati misurati tramite 2 comparatori analogici centesimali RAM-BOLD aventi fondo scala di 50 mm (Fig. 2), nel seguito indicati con C1 e C2. In particolare, durante le prove da S1 a S6 gli strumenti C1 e C2 sono stati utilizzati per la misura dello spostamento verticale della barra. Nelle prove S7 e S8, invece, lo spostamento verticale della barra è stato misurato dallo strumento C1, mentre lo strumento C2 è stato utilizzato per la misura dello spostamento verticale del calcestruzzo. Allo scopo di misurare gli spostamenti verticali assoluti, i comparatori sono stati solidarizzati tramite base magnetica a profili metallici HEA 100 (Fig. 1), aventi gli appoggi posizionati sulla platea di c.a. ad una distanza dalla barra superiore a 1.4 m.

Per la misura dello spostamento della barra durante le prove da S1 a S6, gli steli dei comparatori C1 e C2 sono stati posti a contatto con l'anima di un profilo UPN 80 solidale alla barra stessa (Fig. 1b). Tale profilo, lungo 1 m e dotato di un foro del diametro di 21 mm al centro dell'anima, è stato sostenuto utilizzando un dado avvitato alla barra posto alla distanza di 30 mm dalla platea. Un altro dado è stato poi utilizzato per serrare superiormente il profilo. Le misure di spostamento sono state quindi effettuate alle due estremità del profilo UPN 80, ad una distanza dalla barra di 460 mm.

Per la misura dello spostamento della barra durante le prove S7 e S8, il comparatore C1 è stato posizionato come sopra descritto per le prove da S1 a S6, mentre lo stelo del comparatore C2 è stato posto a contatto della platea di calcestruzzo a circa 45 mm dalla barra.

Le letture degli strumenti sono state effettuate tramite immagini e video ad alta risoluzione registrati da 4 fotocamere digitali.

## 2.4 Risultati sperimentali

Le prove S1, S2, S3 e S6 sono state effettuate incrementando monotonicamente il carico di trazione dopo 2 o 3 cicli di assestamento nei quali il carico è stato mantenuto al di sotto dei carichi di snervamento della barra e di fessurazione del calcestruzzo.



Figure 3. (a) Broken threaded rod at the end of test S2 and concrete failure observed in tests (b) S5 and (c) S8 / Rottura della barra filettata al termine della prova S2 e rottura del calcestruzzo osservata nel corso delle prove (b) S5 e (c) S8.

Nelle prove S1, S2 e S3 è stato raggiunto il limite di corsa del pistone senza pervenire alla rottura della barra, mentre la prova S6 si è conclusa con la rottura della barra. Nel solo caso della prova S2, la barra è stata portata a rottura (Fig. 3a) adottando una configurazione di carico diversa da quella descritta in precedenza. In particolare, il traverso costituito dai profili UPN 220 calastrellati, con il martinetto posizionato sul calastro superiore, è stato appoggiato direttamente sulla platea.

Durante le prove S4, S5, S7 e S8 il carico è stato applicato ciclicamente fino a pervenire alla rottura della barra. Il numero di cicli effettuati varia da 7 (prove S4 e S5) a 11 (prova S8).

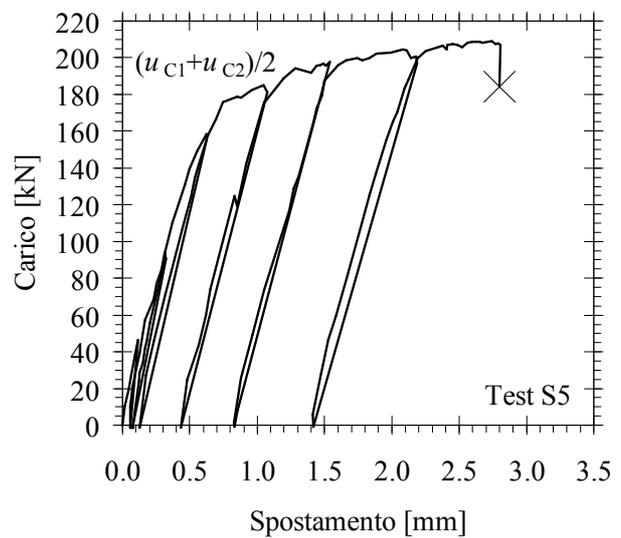


Figure 4. Plot of tensile load versus mean displacement  $(u_{C1}+u_{C2})/2$  (rod displacement) for test S5 / Diagramma carico-spostamento medio  $(u_{C1}+u_{C2})/2$  (spostamento della barra) per la prova S5.

Ad ogni scarico effettuato dopo aver superato lo snervamento della barra, il pistone del martinetto è stato fatto rientrare completamente e l'allungamento residuo della barra è stato recuperato avvitando il dado.

In ciascuna delle 8 prove si è pervenuti alla fessurazione del calcestruzzo. Le lesioni si sono concentrate intorno alla barra a distanza non superiore a 80 mm per le prove da S1 a S7 (Fig. 3b) e a 150 mm per la prova S8 (Fig. 3c).

Il diagramma carico-spostamento della barra relativo alla prova S5 è riportato in Fig. 4, dove il simbolo  $\times$  indica il punto corrispondente alla rottura della barra. Lo spostamento è stato valutato tramite la relazione  $(u_{C1}+u_{C2})/2$ , essendo  $u_{Ci}$  lo spostamento misurato dal comparatore  $Ci$  ( $i = 1, 2$ ). Il massimo carico di trazione raggiunto è pari a 209 kN, mentre il massimo spostamento medio è pari a 2.80 mm.

La Fig. 5 riporta le curve carico-spostamento della barra per tutte le prove su ancoranti singoli. In particolare, nel caso delle prove cicliche (S4, S5, S7 e S8), le curve riportate in figura rappresentano gli involuipi dei cicli carico-spostamento sperimentali. Inoltre, lo spostamento è stato valutato come media delle letture dei comparatori per le prove da S1 a S6, mentre per le prove S7 e S8 coincide con lo spostamento misurato dal comparatore C1. Il carico massimo seguito dalla rottura della barra, pari a 217 kN, è stato ottenuto nella prova S6, mentre il massimo spostamento della barra, pari a 5.81 mm, è stato misurato nella prova S8.

La Fig. 6 riporta gli involuipi delle curve carico-spostamento del calcestruzzo ( $u_{C2}$ ) ottenute per le prove S7 e S8. Quest'ultima, nella quale si è manifestato il quadro fessurativo più esteso (Fig. 3c), ha fornito il massimo spostamento in prossimità della barra, pari a 2.75 mm.

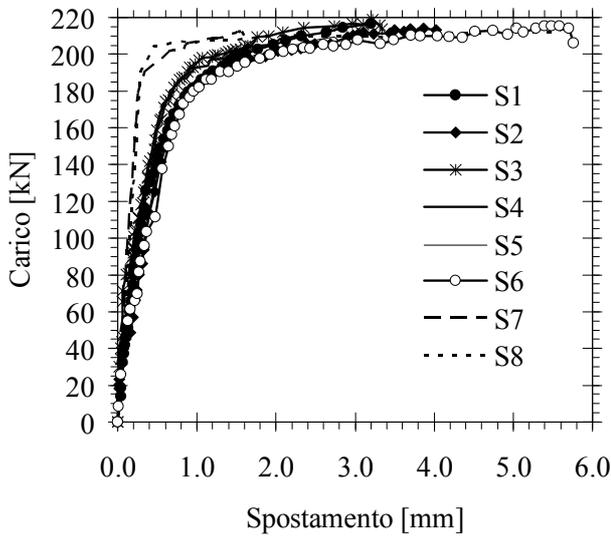


Figure 5. Load-rod displacement plots for tests S1 to S8. The curves relative to cyclic tests S4, S5, S7 and S8 are the envelopes of the experimentally determined load-displacement cycles. Displacement values are computed as  $(u_{C1}+u_{C2})/2$  for tests S1 to S6, and coincide with  $u_{C1}$  for tests S7 and S8 / Diagrammi carico-spostamento della barra per le prove da S1 a S8. Le curve relative alle prove cicliche S4, S5, S7 e S8 sono gli involucri dei cicli carico-spostamento sperimentali. I valori di spostamento sono calcolati come  $(u_{C1}+u_{C2})/2$  per le prove da S1 a S6 e coincidono con i valori di  $u_{C1}$  per le prove S7 e S8.

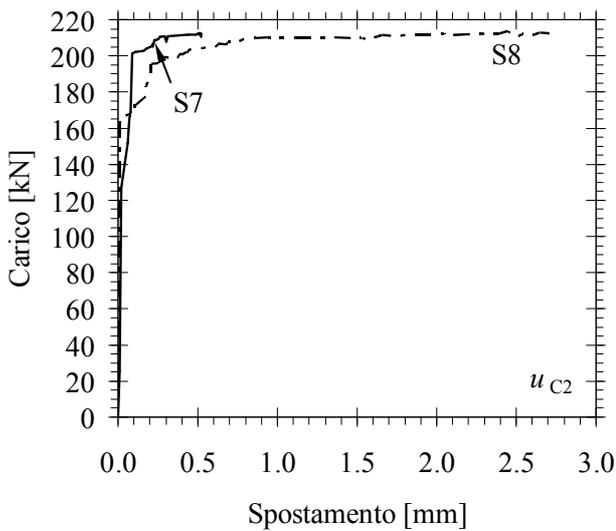


Figure 6. Plots of tensile load versus displacement  $u_{C2}$  for tests S7 and S8 / Diagrammi carico-spostamento  $u_{C2}$  per le prove S7 e S8.

Table 1. Peak loads and displacements measured during tests S1 to S8 / Carichi e spostamenti massimi misurati nel corso delle prove da S1 a S8.

Test #	Carico massimo		Spostamento massimo	
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]
S1	216.69		3.21 <sup>(a)</sup>	
S2	214.22		4.02 <sup>(a)</sup>	
S3	216.64		3.17 <sup>(a)</sup>	
S4	210.17		2.42 <sup>(a)</sup>	
S5	209.23		2.80 <sup>(a)</sup>	
S6	216.55		5.70 <sup>(a)</sup>	
S7	212.59		1.59 <sup>(b)</sup>	0.52 <sup>(c)</sup>
S8	213.38		5.83 <sup>(b)</sup>	2.75 <sup>(c)</sup>

<sup>(a)</sup> Spostamento medio valutato come  $(u_{C1}+u_{C2})/2$ ;

<sup>(b)</sup> Spostamento  $u_{C1}$  misurato dal comparatore C1 (barra);

<sup>(c)</sup> Spostamento  $u_{C2}$  misurato dal comparatore C2 (calcestruzzo)

Table 2. Mean values and standard deviations for the peak loads measured during tests S1 to S8 / Valori medi e deviazioni standard dei carichi massimi misurati nel corso delle prove da S1 a S8.

Test	Carico massimo	
	Valore medio [kN]	Dev. St. [kN]
Prove monotone (S1, S2, S3 e S6)	216.03	1.20
Prove cicliche (S4, S5, S7 e S8)	211.34	1.96
Prove $h_{ef}=550$ mm (S1, S2, S3, S4)	214.43	3.07
Prove $h_{ef}=500$ mm (S5, S6, S7, S8)	212.94	3.01
Tutte le prove	213.68	2.92

Carichi e spostamenti massimi ottenuti nel corso delle 8 prove sono riassunti in Tab. 1, mentre la Tab. 2 riporta valori medi e deviazioni standard dei carichi massimi ottenuti nelle prove monotone, in quelle cicliche, in quelle con  $h_{ef} = 550$  mm ed in quelle con  $h_{ef} = 500$  mm. Il valore medio dei carichi massimi ottenuti nelle prove cicliche è inferiore di appena il 2.1% rispetto a quello riferito alle prove monotone. Non si segnalano differenze significative tra le due profondità di inghisaggio, né in termini di valore medio né in termini di dispersione dei carichi massimi.

### 3 PROVE SU ANCORANTI IN GRUPPO

#### 3.1 Provini e configurazione di prova

I provini sono costituiti da 2 basamenti in c.a. aventi forma in pianta quadrata di lato 3.8 m ed altezza di 0.7 m. L'armatura superiore ed inferiore è costituita da barre del diametro di 16 mm a passo 250 mm nelle due direzioni.

Ciascun basamento è stato provvisto di 10 barre filettate M20 ancorate chimicamente fino ad una profondità di 500 mm. Sui basamenti è stato quindi posizionato, in corrispondenza delle barre filettate, l'elemento di ripartizione in acciaio illustrato in Fig. 7a, prodotto con lamiera S355 in composizione saldata. Le barre filettate sono state infine serrate mediante dado semplice. Non è stato effettuato alcun controllo della coppia di serraggio.

La configurazione di prova, per la quale si è fatto uso delle stesse travi di contrasto adottate per le prove su ancoranti singoli, è illustrata in Fig. 7b. Gli elementi d'appoggio, posti ad una distanza di 3 m l'uno dall'altro, sono costituiti da profili IPE 450 nervati, aventi le ali di larghezza 190 mm. La distanza netta fra gli appoggi è pertanto pari a  $3.00 - 0.19 = 2.81$  m, corrispondente a  $b_{max} + 4h_{ef}$ , con  $b_{max} = 0.81$  m distanza fra gli ancoranti più lontani. La configurazione di prova risulta quindi non confinata (EOTA 2012). Per riprodurre una condizione di semplice appoggio per le travi di contrasto, fra queste ed i profili IPE 450 sono stati interposti rulli d'acciaio del diametro di 50 mm, impediti di rotolare per mezzo di zeppe di legno.



Figure 7. Tests on anchor groups: (a) stiffened load transferring element; (b) test set-up and (c) locations of gauges C5 (foreground), C2 (bottom right) and C3 during test G1 / Prove su ancoranti in gruppo: a) Elemento di ripartizione del carico; (b) configurazione di prova e (c) posizioni dei comparatori C5 (in primo piano), C2 (in basso a destra) e C3 nella prova G1.

### 3.2 Sistema per l'applicazione del carico

Il carico di trazione è stato applicato all'elemento di ripartizione in composizione saldata utilizzando una barra Dywidag 47 WR a filettatura continua. Inferiormente, la barra è stata avvitata ad un manicotto cilindrico del diametro esterno di 83 mm, saldato a completo ripristino ad una piatto d'acciaio provvisto di un foro da 72 mm di diametro. Il collegamento incernierato fra tale piatto e la forcella dell'elemento di ripartizione è stato ottenuto per mezzo di un perno  $\varnothing 70$ . Superiormente la barra Dywidag è stata serrata, mediante un manicotto identico a quello utilizza-

to inferiormente, ad una cuffia in composizione saldata (Fig. 7b).

Per l'applicazione del carico sono stati adottati due martinetti idraulici a doppio effetto ENERPAC RR-1006, aventi corsa nominale del pistone di 168 mm, capacità nominale di carico in spinta di 933 kN alla pressione di 700 bar ed area effettiva del cilindro di 13330 mm<sup>2</sup>. I martinetti sono stati posizionati con lo stelo verso l'alto sull'ala superiore delle travi di contrasto (in corrispondenza della sezione di mezzeria) e collegati in parallelo ad una centralina oleodinamica avente pressione nominale di 700 bar alimentata a 380 V.

L'azione simultanea dei martinetti sulla cuffia superiore, sollecitando direttamente la barra Dywidag, ha permesso di trasferire la trazione alle 10 barre filettate ancorate nel calcestruzzo.

### 3.3 Protocolli di carico

Nel caso della prova G1 il carico di trazione è stato applicato ciclicamente secondo il protocollo illustrato in Fig. 8, che prevede 21 cicli di carico. Il carico massimo raggiunto nel corso dell'ultimo ciclo è stato di 1627 kN.

Nella prova G2, condotta sul basamento che ha raggiunto la fessurazione durante la prova G1, il carico è stato incrementato in maniera monotona fino al valore massimo di 1656 kN, seguito da un ramo di scarico monotono.

Nel caso della prova G3, condotta sul secondo basamento, il carico di trazione è stato applicato ciclicamente seguendo un protocollo analogo a quello di Fig. 8, in cui è stato però raggiunto il carico massimo di 1736 kN.

### 3.4 Strumenti di misura

La pressione nel circuito oleodinamico è stata misurata come descritto in precedenza.

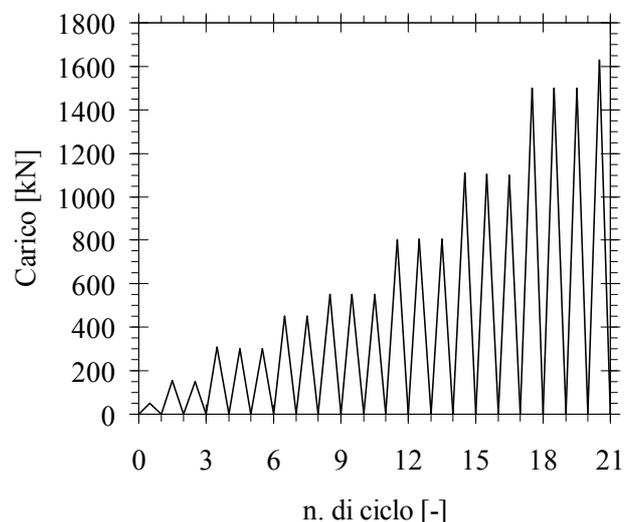


Figure 8. Loading protocol used for test G1 / Protocollo di carico usato per la prova G1.

Gli spostamenti verticali sono stati misurati tramite 6 comparatori analogici centesimali RAMBOLD aventi fondo scala di 50 mm, nel seguito indicati con C1, C2, C3, C4, C5 e C6.

In particolare, i comparatori C1, C2, C3 e C4 sono stati posizionati in prossimità dei vertici della piastra di ripartizione (Fig. 7c) allo scopo di misurare gli spostamenti verticali assoluti della piastra stessa. Tali comparatori sono stati solidarizzati tramite basi magnetiche a riscontri costituiti da profili HEA 100.

I comparatori C5 e C6 sono stati solidarizzati con basi magnetiche alla piastra di ripartizione (Fig. 7c) e tastatori posizionati sul calcestruzzo, allo scopo di misurare gli spostamenti verticali relativi fra piastra di ripartizione e calcestruzzo circostante.

### 3.5 Risultati sperimentali

Il quadro fessurativo rilevato nel corso della prova G1, composto da alcune lesioni ortogonali all'asse delle travi di contrasto e da due lesioni diagonali, è illustrato in Fig. 9. Le lesioni hanno interessato le facce verticali del basamento parallele alle travi fino a circa 80 mm dal lembo inferiore. Un analogo quadro fessurativo è stato osservato nel corso della prova G3.

Le curve carico-spostamento dell'elemento di ripartizione ottenute per la prova G2 sono riportate in Fig. 10, dove gli spostamenti  $u_{Ci}$  ( $i = 1, \dots, 4$ ) sono di



Figure 9. (a, b, c) Crack pattern observed during test G1 / (a, b, c) Quadro fessurativo osservato nel corso della prova G1.

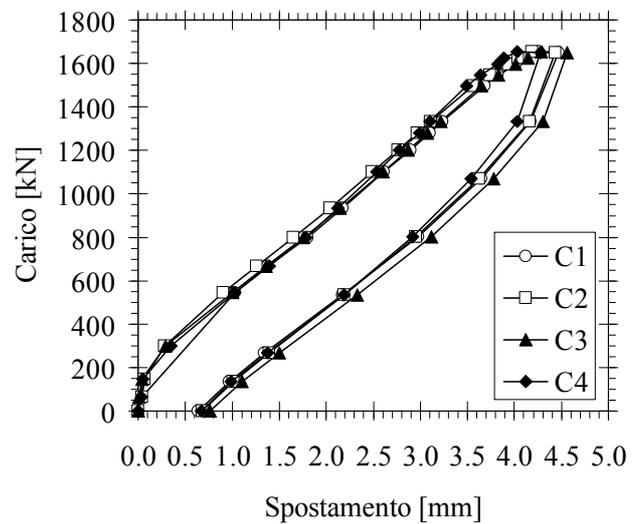


Figure 10. Load-displacement curves obtained during test G2 (displacement measurements referred to gauges C1 to C4) / Diagrammi carico-spostamento relativi alla prova G2 (spostamenti misurati dai comparatori da C1 a C4).

fatto praticamente coincidenti.

La Fig. 11 riporta invece le curve cicliche carico-spostamento relative alla prova G3. Le curve rossa e blu in Fig. 11a, b rappresentano gli involucri dei diagrammi ciclici ottenuti rispettivamente dalla media delle misure di C1, C2, C3 e C4 e da quella di C5 e C6. I massimi valori degli spostamenti medi assoluti e relativi sono rispettivamente pari a 5.20 mm e 3.02 mm.

### 3.6 Analisi dei risultati

Per ancoranti chimici singoli del tipo di quelli sottoposti a prova, la resistenza a trazione di progetto in accordo con l'EOTA (2007) risulta pari a:

$$N_{Rds} = N_{Rks} / \gamma_M = 196 / 1.5 = 131 \text{ kN} \quad (1)$$

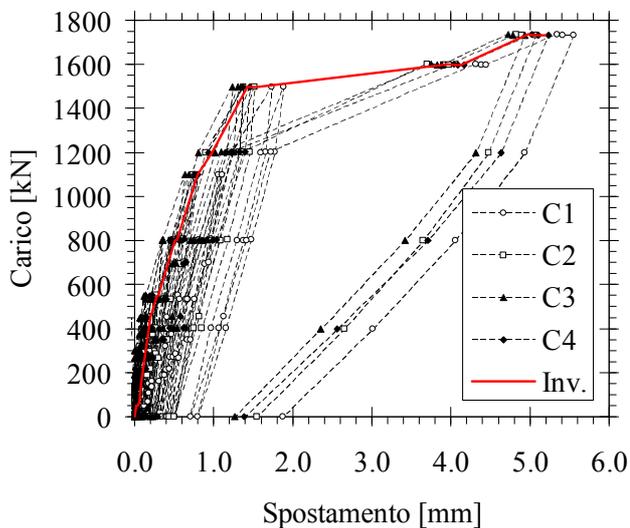
Pertanto, con riferimento al valore medio dei carichi massimi ottenuti nelle 8 prove su ancoranti singoli (ultima riga di Tab. 2), la sovreresistenza dell'inghisaggio chimico è pari a  $214 / 131 = 1.64$ .

Nel caso di ancoranti chimici in gruppo in assenza di effetti di bordo, la resistenza di progetto in condizioni sismiche è associata al meccanismo che combina la rottura conica del calcestruzzo con la perdita di aderenza e vale (EOTA 2007):

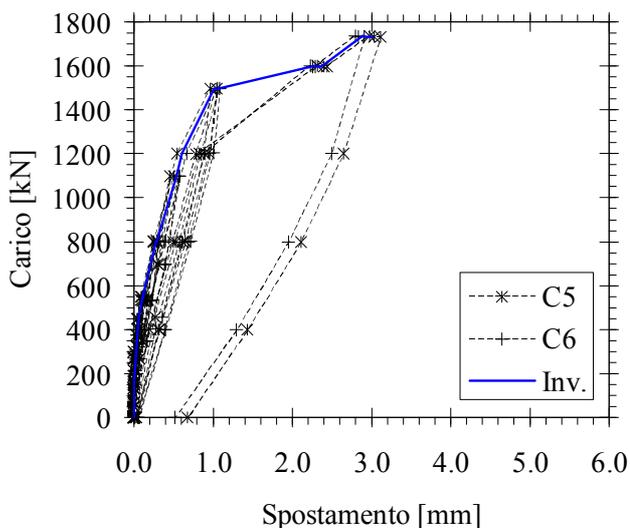
$$N_{Rdco} = \alpha_{seis} N_{Rkp} (A_{p,N} / A_{p,N0}) \psi_{s,Np} \psi_{g,Np} \psi_{ec,Np} \psi_{re,Np} / \gamma_M = 484 \text{ kN} \quad (2)$$

Nella (2)  $\alpha_{seis} = 0.85$ ,  $\psi_{s,Np} = \psi_{ec,Np} = \psi_{re,Np} = 1$  e  $\psi_{g,Np} = 1.36$ . Inoltre, il rapporto  $A_{p,N} / A_{p,N0}$  fra l'area della superficie di calcestruzzo potenzialmente interessata dalla rottura conica e l'area d'influenza di un singolo ancorante vale 7.17. Infine,  $N_{Rkp}$  indica la resistenza caratteristica relativa al meccanismo di pull-out, pari a (EOTA 2007):

$$N_{Rdp} = \pi d h_{ef} \tau_{Rk,seis} = 88 \text{ kN} \quad (3)$$



(a)



(b)

Figure 11. Load-displacement curves obtained during test G3 from measurements of gauges (a) C1 to C4 (absolute displacements of the load transferring element) and (b) C5 and C6 (displacements relative to concrete) / Diagrammi carico-spostamento ottenuti per la prova G3 dai comparatori (a) da C1 a C4 (spostamenti assoluti dell'elemento di ripartizione) e (b) C5 e C6 (spostamenti relativi al calcestruzzo).

dove  $d = 20$  mm è il diametro della barra. Con riferimento al carico massimo raggiunto nel corso della prova G3, la sovrarresistenza del collegamento è pari a  $1736/484 = 3.58$ . Tale valore è imputabile al fatto che la presenza delle armature nella fondazione coinvolge un meccanismo di rottura diverso, ossia la rottura per flessione della sezione trasversale del basamento, come tipicamente avviene in una prova flessionale a tre punti.

#### 4 CONCLUSIONI

Tension tests on single anchors showed yielding and, for 6 of the 8 tests, rupture of the threaded rod. In 7 cases, concrete cracking involved the foundation top surface up to about 80 mm from the rod, whereas in one single case arrived at 150 mm from the rod.

In tests on anchor groups a tensile load more than 3.5 times larger than the design strength of the

connection was attained. Extended concrete cracking, associated with yielding of the footing top reinforcement, was observed.

Le prove di trazione non confinata su ancoranti singoli si sono concluse con lo snervamento e, in 6 casi su 8, la rottura della barra filettata. In 7 casi la fessurazione del calcestruzzo ha interessato la superficie della platea fino a circa 80 mm dalla barra, mentre in un caso si è estesa fino a 150 mm.

Nelle prove sugli ancoranti in gruppo è stato raggiunto un carico di trazione pari ad oltre 3.5 volte la resistenza di progetto del collegamento, con fessurazione estesa dei basamenti e snervamento dell'armatura superiore.

#### RINGRAZIAMENTI

Le prove sono state effettuate presso lo stabilimento della ditta Ceramica Sant'Agostino, facendo uso di ancoranti chimici prodotti ed installati dalla ditta Bossong. Gli elementi in carpenteria metallica necessari per i set-up sperimentali sono stati prodotti dalla ditta Stahlbau Pichler.

#### REFERENCES

- Bournas, D.A., Negro, P. & Taucer, F. 2014. Performance of industrial buildings during the Emilia earthquakes in Northern Italy and recommendations for their strengthening. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(5): 2383-2404.
- CEN 2004. European Committee for Standardization, EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN.
- Cook, R.A. 1993. Behavior of chemically bonded anchors. *Journal of Structural Engineering*, 119: 2744-2762.
- Cook, R.A., Eligehausen, R. & Appl, J.J. 2007. Overview: behavior of adhesive bonded anchors. *Beton- und Stahlbetonbau*, 102: 16-21, special edition.
- Delhomme, F., Roure, T., Arrieta, B. & Liman, A. 2015. Static and cyclic pullout behavior of cast-in-place headed and bonded anchors with large embedment depths in cracked concrete. *Nuclear Engineering and Design*, 287: 139-150.
- Eligehausen, R., Mallée, R. & Silva, J.F. 2006. *Anchorage in Concrete Construction*. Berlin: Ernst & Sohn.
- EOTA 2007. European Organisation for Technical Approvals, Design of Bonded Anchors. Technical Report TR 29 (amended September 2010). Brussels: EOTA.
- EOTA 2012. European Organisation for Technical Approvals, Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete. ETAG 001 - Part 5: Bonded Anchors (3rd amended April 2013). Brussels: EOTA.
- EOTA 2013a. European Organisation for Technical Approvals, Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete. ETAG 001 - Annex E: Assessment of Metal Anchors Under Seismic Actions. Brussels: EOTA.
- EOTA 2013b. European Organisation for Technical Approvals, Design of Metal Anchors for Use in Concrete Under Seismic Actions. Technical Report TR 45. Brussels: EOTA.
- Minghini, F., Ongaretto, E., Ligabue, V., Savoia, M. & Tullini, N. 2016. Observational failure analysis of precast buildings after the 2012 Emilia earthquakes. *Earthquakes and Structures*, 11(2): 327-346.