

IMPIEGO DI MATERIALI INNOVATIVI PER LA RIPARAZIONE E/O IL RINFORZO STRUTTURALE DI PILE DA PONTE IN CEMENTO ARMATO

Tommaso Albanesi, Davide Lavorato, Camillo Nuti, Silvia Santini

Dipartimento di Strutture, Università di Roma Tre

SOMMARIO

Lo studio attualmente in corso, ha l'obiettivo di valutare la capacità sismica di pile circolari da ponte in c.a., danneggiate nel corso di precedenti prove pseudo dinamiche e riparate e/o rinforzate con resine epossidiche, barre in acciaio inox, calcestruzzo autocompattante e fasciature in fibra di carbonio. I campioni sono rappresentativi di pile circolari in c.a. sia snelle che tozze progettate in accordo all'Eurocode 8 e alla normativa italiana antecedente il 1986. Sono state condotte prove preliminari sia sul calcestruzzo autocompattante che sulle barre di acciaio inox. Attualmente sono in corso prove pseudo-dinamiche al fine di valutare la risposta sismica delle pile riparate e rinforzate per incrementare sia la duttilità che la resistenza a taglio.

SUMMARY

This study presently in progress, aims to assess the seismic performance of circular r.c. bridge piers specimens heavily damaged after previous pseudodynamic tests and repaired and/or upgraded by means of epoxy adhesive, stainless steel rebars, self compacting concrete and CFRP wrapping. Pier specimens are representative of tall and squat circular r.c. piers designed according to Eurocode 8 and Italian Code before 1986. Preliminary tests were performed on stainless steel bars and self compacting concrete. Pseudodynamic tests are now in progress, in order to evaluate the seismic response of repaired and upgraded piers with the aim to increasing both ductility and shear strength.

1. INTRODUZIONE

Il risanamento e/o il rinforzo di pile da ponte circolari in cemento armato seriamente danneggiate da un evento sismico, può rappresentare una valida ed economica alternativa alla ricostruzione dell'opera. Gli interventi strutturali sulle porzioni maggiormente danneggiate consentono di porre rimedio ai difetti di costruzione e/o di passare da particolari costruttivi conformi a precedenti normative, a particolari che garantiscano le prestazioni richieste in zona sismica dalle normative attuali.

Le pile oggetto di studio sono pile circolari alte e basse in scala 1:6 realizzate con la Normativa Sismica Italiana del 1986 [09], danneggiate nel corso di prove pseudodinamiche [07] e riparate e/o rinforzate con adesivo epossidico, barre ad aderenza migliorata in acciaio inox, calcestruzzo autocompattante, cerchiature discontinue in fibre di carbonio.

Nel presente studio si valutano le difficoltà tecniche e operative, il comportamento meccanico dei materiali impiegati, e l'efficacia degli interventi mediante nuove prove pseudodinamiche [15].

L'impiego di un adesivo epossidico molto fluido in grado di saturare in profondità le strette fessure presenti nel nucleo

può migliorare il comportamento del nucleo di calcestruzzo fortemente degradato. La sostituzione parziale delle armature longitudinali e trasversali snervate o rotte con barre in acciaio inox, pur comportando maggiori costi iniziali, permette un risparmio nel lungo periodo in quanto riduce i costi di manutenzione e incrementa la durabilità dell'opera.

Si tenga in particolare presente il fatto che il danneggiamento avviene usualmente alla base delle pile, peraltro zona soggetta al degrado per effetto dell'umidità.

L'impiego di calcestruzzo autocompattante, materiale che oramai esiste da tempo e che presenta caratteristiche particolarmente utili negli interventi sull'esistente, consente il rapido e completo ripristino della continuità dell'elemento anche per volumi ristretti e congestionati di armature, semplificando le operazioni di getto.

Il rinforzo mediante fasciature discontinue in fibre di carbonio incrementa la duttilità e la resistenza al taglio degli elementi strutturali secondo quanto richiesto dalle normative sismiche attuali, e allo stesso tempo rappresenta un'ulteriore garanzia per la buona collaborazione tra nuovo e vecchio calcestruzzo. La risposta strutturale delle pile riparate è messa a confronto sia con quella delle pile originali, sia con quella di pile progettate con l'Eurocodice 8 [11].

2. CAMPIONI DELLE PILE

Lo studio si concentra su 8 campioni in scala 1:6 di pile da ponte in cemento armato con sezione circolare con diametro di 2,5 m. Si distinguono due tipologie di pile: pile alte appartenenti a una struttura regolare, e pile basse appartenenti a una struttura irregolare (Figura 1).

Le due strutture sostengono lo stesso impalcato scatolare in cemento armato per un carico complessivo portato di 200kN/m e sono state progettate sia con la precedente Normativa Sismica Italiana [09] che con Eurocodice 8 [11].

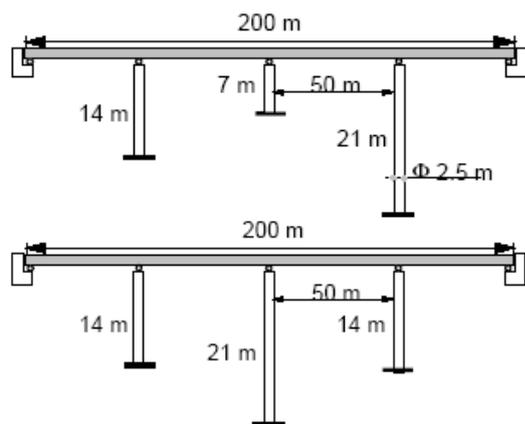


Figura 1 - Strutture prototipo: ponte irregolare (sopra) e ponte regolare (sotto)

I criteri di scala applicati [08] garantiscono la similitudine della risposta strutturale (resistenza a flessione e taglio, effetto del confinamento, instabilità delle barre compresse, comportamento degli ancoraggi) e consentono l'impiego di calcestruzzi con inerti ordinari e barre ad aderenza migliorata commerciali. Per scalare in modo accurato il comportamento dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo nel basamento, sono stati realizzati e verificati degli ancoraggi migliorati (peraltro non presenti in tutte le pile qui provate). Nella Tabella 1 sono indicate le principali geometrie e le armature presenti nei campioni per le diverse normative adottate.

Tabella 1 – Caratteristiche dei provini (prog.=criteri di progetto: DM secondo norma italiana 1986 [09], EC8 secondo Eurocodice 8 [11], D=diametro [mm], H=altezza [mm], C=ricoprimento [mm]) (*passo delle staffe superiore a quello prescritto da EC8)

pila	prog.	D	H	C	barre	spirali
1	DM	420	2340	30	24Ø10	Ø5/80
2	DM	420	2340	30	24Ø10	Ø5/100
3	DM	420	2340	30	24Ø10	Ø5/100
4	DM	420	2340	30	24Ø10	Ø5/80
5	EC8	420	2340	30	24Ø10	Ø6/40
6	DM	420	1170	30	12Ø12	Ø6/120
7	EC8*	420	1170	30	42Ø12	Ø6/120
8	DM	420	1170	30	12Ø12	Ø6/120

I rilievi hanno evidenziato una disposizione delle armature longitudinali e trasversali e uno spessore del ricoprimento non conformi a quanto indicato negli elaborati progettuali. L'acciaio impiegato è di tipo FeB44k ed il calcestruzzo ha una $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$.

3. CONDIZIONI ORIGINARIE DEI CAMPIONI

Il gruppo di pile studiate comprende pile integre e pile danneggiate (Figura 2).

Le pile 2 (alta DM), 4 (alta DM), 6 (bassa DM), 8 (bassa DM) sono state seriamente danneggiate mentre la pila 5 (alta EC8) ha riportato lievi danni in precedenti prove pseudodinamiche [07].

I provini 1 (alta DM), 3 (alta DM) sono integri mentre la pila 7 (bassa EC8) presenta una lesione sottile e poco profonda alla base dovuta al trasporto e alla movimentazione prima della prova elastica eseguita in fase preliminare.

Nelle pile DM danneggiate si osserva un marcato deterioramento del calcestruzzo alla base delle pile. Nelle zone soggette alle maggiori compressioni la profondità del danno interessa le porzioni più esterne del nucleo confinato lasciando scoperte le barre longitudinali e la spirale.

Le barre longitudinali sono in parte deformate per instabilità o rotte. La spirale è snervata e in alcune pile rotta.



Figura 2 – Stato dei provini: alti (1, 2, 3, 4, 5) e bassi (6, 7, 8)

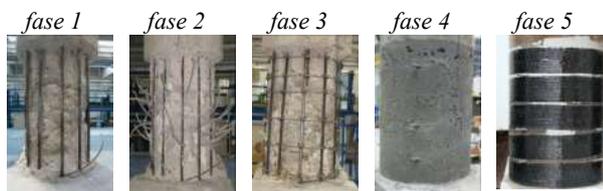
4. RISANAMENTO E RINFORZO

Gli interventi di riparazione per le pile maggiormente danneggiate (ad esempio le pile basse 6 e 8) possono riassumersi nelle seguenti fasi (tabella 2):

- rimozione meccanica del calcestruzzo danneggiato del ricoprimento e della porzione esterna del nucleo, seguita dalla modellazione delle asperità e dalla pulizia del substrato di calcestruzzo, interfaccia tra nuovo e vecchio calcestruzzo (fase 1).
- iniezione di un adesivo epossidico molto fluido nelle sottili lesioni del nucleo per migliorarne le caratteristiche meccaniche (fase 2).
- sostituzione delle porzioni di barre longitudinali e di alcune spire della spirale danneggiate con porzioni di barra o staffe circolari in inox (fase 3).
- ripristino della continuità dell'elemento strutturale con un calcestruzzo autocompattante (SCC) molto fluido che semplifica le operazioni di getto soprattutto nei volumi ristretti congestionati di armature (fase 4).

- applicazione di cerchiature in fibre di carbonio per migliorare il comportamento sismico degli elementi (fase5).

Tabella 2 - Fasi principali degli interventi di riparazione e rinforzo delle pile basse 6, 8 DM.



4.1 Rimozione del calcestruzzo degradato (Fase 1)

La porzione di pila su cui interveniamo ha una altezza di circa 550mm superiore a quella della cerniera plastica (misure alla scala dei provini).

Il collegamento delle nuove barre inox alle barre preesistenti richiede delle zone di sovrapposizione di circa 100mm fuori dalla cerniera plastica.

Lo spessore di calcestruzzo rimosso è di almeno 20mm attorno alle barre longitudinali per garantire il passaggio degli inerti e un buon ancoraggio con il nuovo calcestruzzo, ed è variabile in funzione dell'entità locale del danno (tra i 50 e i 90 mm).

La superficie esterna del nucleo è ben modellata così da essere compatta, solida e rugosa per garantire la presa ottimale del nuovo calcestruzzo. La qualità dell'interfaccia tra calcestruzzo esistente e nuovo è essenziale per garantire un efficace e duraturo ripristino (Tabella 2, fase 1) [06].

4.2 Risanamento del nucleo fessurato (Fase 2)

Nelle pile basse DM alcune sottili fessure per taglio interessano anche il nucleo di calcestruzzo alla base. Le lesioni sono irregolari e in parte comunicanti.

Per migliorare le caratteristiche meccaniche del nucleo si inietta un adesivo epossidico (EPOJET LV con resistenze di 70 MPa a compressione e 20 MPa a flessione a 7 giorni, garantendo una adesione al calcestruzzo di oltre 3.5 MPa) molto fluido (140 mPa.s viscosità Brookfield).

L'adesivo penetra in profondità, riempiendo anche le fessure più sottili e connette tra loro le porzioni di calcestruzzo attraversate dalle lesioni.

Le lesioni sono chiuse esternamente con uno stucco epossidico (MAPEWRAP12 resistenza a trazione a 7 giorni di 30 MPa - ASTM D 638, e adesione al calcestruzzo superiore ai 3 MPa).

I tubi di iniezione in gomma con diametro di circa 6mm sono inseriti in fori di circa 20-40mm praticati lungo il piano delle fessure a una distanza di circa 150mm e fissati all'atto della posa in opera dello stucco.

Una sabbia irregolare silicea con diametro variabile tra i 2 e i 4mm, viene inserita sullo stucco ancora fresco per rendere la superficie dello stucco rugosa.

Un flusso di aria compressa immesso nel sistema di tubi consente di eliminare la polvere e di verificare la comunicazione tra i tubi.

Se i tubi vicini risultano non comunicanti, si procede con l'inserimento di nuovi tubi e/o con il rifacimento della

chiusura esterna delle lesioni con del nuovo stucco.

Le iniezioni sono eseguite dal basso verso l'alto seguendo la circonferenza della pila fino al completo riempimento delle lesioni (Tabella 2, fase 2).

L'operazione di iniezione deve essere rapida in funzione della temperatura ambiente per l'aumento nel tempo della viscosità della resina.

L'adesivo è inserito lentamente con delle siringhe in un sistema di vasi parzialmente comunicanti tra loro tramite le fessure comuni, e con l'esterno tramite i tubi di iniezione.

L'adesivo deve uscire dai tubi vicini a quello di iniezione ed è in parte raccolto ed allontanato perché scorrendo nelle lesioni ha raccolto delle polveri e dell'aria che possono compromettere la riuscita dell'intervento.

Dopo questa operazione di "spurgo" si chiude il tubo di iniezione e si inietta nuovo adesivo dal tubo da cui è fuoriuscita la resina.

4.3 Sostituzione delle armature danneggiate (Fase 3)

Nelle pile basse alcune barre longitudinali e alcuni tratti della spirale trasversale sono irrimediabilmente deformate o rotte e quindi da sostituire.

Le spire della spirale snervata sono tagliate via avendo cura di lasciare due porzioni libere da fissare alle barre longitudinali presso la base e la sommità della zona di ripristino.

Le porzioni delle barre longitudinali deformate vengono rimosse, lasciando presso il basamento una porzione di barra non deformata direttamente connessa agli ancoraggi, e presso la sommità della zona di intervento una porzione di barra integra utile per connettere le nuove barre alle porzioni superiori integre delle barre esistenti.

Le estremità delle barre preesistenti nella zona di congiunzione con le nuove barre devono essere ben pulite con spazzola metallica, avendo cura di rimuovere la ruggine e i residui di calcestruzzo e stucco.

Le nuove barre inserite sono barre ad aderenza migliorata in acciaio inox (AISI304): barre longitudinali Ø12 e staffe circolari Ø5.

L'acciaio inox è più costoso ma consente risparmi nel lungo periodo in quanto riduce i costi di manutenzione poiché migliora la durabilità dell'opera anche se realizzata in ambiente aggressivo.

Le nuove porzioni di barre longitudinali in acciaio inox sono disposte accanto a quelle esistenti praticando dei fori nel basamento.

Le giunzioni che si trovano fuori della cerniera plastica sono realizzate con cordoni doppi di circa 70-80mm di lunghezza, direttamente sugli ancoraggi delle barre esistenti e alle estremità delle barre esistenti nella parte superiore della pila avendo cura di riempire interamente gli spazi tra le barre accostate (Figura 3, c).

La posa in opera non simmetrica delle barre longitudinali non in asse e saldate agli ancoraggi esistenti, appare l'unica soluzione possibile data la presenza di fitte armature nel basamento che impediscono la realizzazione di fori in cui ancorare le nuove barre inox.

Le nuove barre sono posizionate in modo da garantire gli stessi bracci interni e gli stessi ricoprimenti previsti nel progetto. Inoltre, dove necessario, si cerca di correggere la cattiva disposizione delle armature longitudinali esistenti.



Figura 3 - Giunzioni per saldatura inferiore (sinistra), superiore (centro), dettagli (destra)

La lunghezza dei cordoni di saldatura nelle giunzioni delle barre longitudinali sono simmetrici dove possibile ed hanno dimensioni superiori a quelle strettamente necessarie date le difficoltà di operare tra le barre in opera e nei fori di dimensioni ridotte del basamento.

Il passo delle nuove staffe è tale da mantenere costante il rapporto $f_t A_s/s$ (A_s =area sezione staffe, s =passo, f_t =resistenza a rottura).

Le staffe in inox sono applicate direttamente sulle barre longitudinali avendo cura di tendere la staffa su ogni barra longitudinale per poi fissarla ad essa con robuste legature.

Le staffe sono infine chiuse con una serie di cordoni di saldatura di circa 20mm poco distanti tra loro così da non danneggiare la barra con il calore, date le sue modeste dimensioni (Tabella 2, fase 3).

Le barre inox ad aderenza migliorata sono state provate con prove cicliche e monotone [01].

I risultati delle prove monotone delle barre usate nel ripristino eseguite secondo il Codice Europeo UNI EN 10002-1 (2004)[22] sono mostrate nella Tabella 3.

Tabella 3 - Proprietà meccaniche delle barre inox (valori medi): f_{sy} tensione di snervamento (tensione a 0.2% della deformazione residua), f_{sm} tensione massima, f_{sm}/f_{sy} , A_{gt} deformazione uniforme alla massima tensione e A_{su} deformazione uniforme alla rottura

\emptyset	f_{sy}	f_{sm}	f_{sm}/f_{sy}	A_{gt}	A_{su}
mm	MPa	MPa	-	%	%
5	829	927	1.19	5	22.6
12	790	941	1.19	5	22.0

4.4 Ripristino della continuità dell'elemento (Fase 4)

La posa in opera del materiale di ripristino mediante getto rappresenta la soluzione più adeguata per sostituire il calcestruzzo danneggiato.

Le porzioni di calcestruzzo rimosso occupavano volumi modesti dove ora sono state inserite delle nuove armature accanto alle esistenti, le nuove staffe con le loro sovrapposizioni e le legature, che localmente possono ostacolare la completa diffusione del getto di un calcestruzzo ordinario.

Il calcestruzzo autocompattante (SCC) resistente alla segregazione, molto fluido e capace di superare agevolmente gli ostacoli riempiendo anche i volumi più piccoli senza vibrazione, può risultare un materiale ideale per assicurare il completo ripristino della continuità e l'omogeneità

dell'elemento.

Il materiale di ripristino deve avere un basso ritiro e una alta resistenza a trazione per evitare la formazione di lesioni soprattutto all'interfaccia tra materiale nuovo e preesistente.

Presso il centro ricerca della BUZZI UNICEM di Guidonia (Roma) è stato studiato un calcestruzzo autocompattante con un mix-design in grado di rispondere alle esigenze richieste dalla nostra specifica applicazione. Il mix design dell' SCC comprende graniglia (<12 mm), sabbia, filler calcareo, cemento, agente espansivo e superfluidificante ed ha un rapporto acqua cemento di 0,48.

La posa in opera del calcestruzzo autocompattante per il ripristino delle pile ha incluso (Figura 4):

- posa in opera di uno specifico cassero
- preparazione del substrato su cui gettare
- verifica delle proprietà del calcestruzzo allo stato fresco al momento del getto[23].
- esecuzione del getto.

La superficie di getto compatta solida e opportunamente scabra [21], è spolverata con cura ed è bagnata prima del getto per evitare il deterioramento del calcestruzzo all'interfaccia del getto a causa del diverso contenuto d'acqua.

La cassaforma utilizzata è quella per il getto delle pile originali e quindi si adatta perfettamente alle pile.

La canaletta metallica aggiunta sfocia in una apertura nella parte alta del cassero e spinge giù con continuità l' SCC sotto l'effetto del peso proprio sino al completo rifiuto.

L' operazione di getto è molto veloce e il calcestruzzo scorre sino al lato opposto di getto senza problemi.

Concluso il getto si chiude l'apertura del cassero, e si attendono 24 ore per il disarmo.

La superficie del getto presenta alcune irregolarità, piccoli fori tra gli inerti e piccole lesioni superficiali probabilmente dovute al disarmante utilizzato.



Figura 4 - (a) Cassaforma, (b) preparazione SCC, (c) getto SCC

I cubetti preparati al momento del getto hanno fornito resistenze medie cubiche di 48.19MPa (1.60 MPa deviazione standard).

Il calcestruzzo di buona qualità costituisce una sorta di camicia di rinforzo con spessore variabile tra 50 e 90mm date le irregolarità della pila, e con una altezza di 550mm.

Le prove su SCC fresco rispettano tutte quanto prescritto dal codice UNI 11040 (2003)[23].

4.5 Rinforzo (Fase 5)

Le pile alte e basse DM danneggiate presentano quadri fessurativi diversi: le pile alte hanno raggiunto la rottura per

flessione per duttilità inferiori rispetto alle pile alte EC8 mentre le pile basse DM hanno subito una rottura per taglio.

Le pile 1 e 3 alte integre e le pile basse 6 e 8 ripristinate sono state rinforzate con cerchiature in CFRP per migliorarne rispettivamente la duttilità e la resistenza a taglio.

Le cerchiature in CFRP sono state realizzate con un tessuto unidirezionale (Tenax HTS 300/10) con spessore commerciale di 0,169mm in strisce larghe 100mm.

Lo spessore del rinforzo è stato progettato seguendo le indicazioni del CNR-DT 200/2004[05] e dell' EC8[12], assumendo nei calcoli un modulo elastico di 240000MPa non ridotto con i coefficienti parziali di sicurezza, e una deformazione a rottura delle fibre di 0,01.

Lo spessore del rinforzo delle pile alte 1 e 3 è stato calcolato per incrementare la loro duttilità con l'obiettivo di raggiungere quella delle pile alte EC8 (Figura 5).

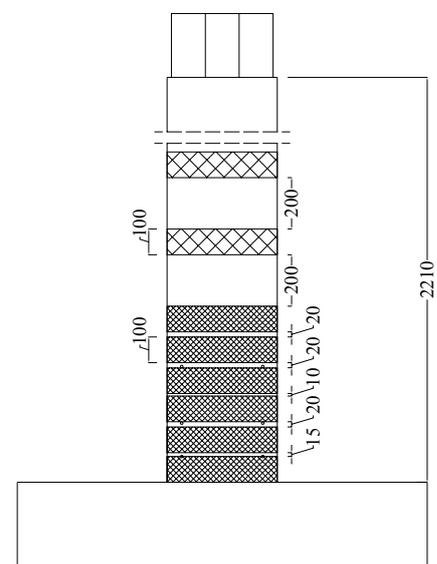


Figura 5 – Rinforzo in CFRP pile alte 1 e 3: 3 strati alla base, 1 strato nelle due fasciature superiori (quote in mm)

Seguendo l'approccio proposto dall' EC8 è stato stimato l'indice di duttilità della sezione e date le caratteristiche del tessuto, è stato possibile determinare quale spessore del rinforzo è in grado di conferire la necessaria pressione laterale di confinamento.

Le duttilità in curvatura delle sezioni delle pile alte EC8 e di quelle DM sono state determinate con delle raffinate analisi numeriche. Il rapporto tra duttilità in curvatura delle pile alte EC8 e pile alte DM è di circa 2.

Per una altezza superiore a quella di cerniera plastica pari a quella in cui sono più fitte le staffe delle pile alte EC8 provate [07], sono state applicate cerchiature distanti circa 20mm, realizzate con 3 strisce di tessuto lunghe 1700mm per garantire sovrapposizioni di 350mm.

Due cerchiature realizzate con un solo stato di CFRP garantiscono la resistenza a taglio stimata per le pile alte EC8 (Figura 5).

Le pile basse ripristinate 6 e 8 sono state rinforzate a taglio con cerchiature a un solo strato di CFRP. Le cerchiature distanti 20mm confinano una altezza superiore a quella di

cerniera plastica, circa pari a quella in cui si è intervenuti con il ripristino (Figura 6).

Queste cerchiature applicano un confinamento anche nelle zone fuori cerniera, interne alla zona di intervento, per garantire la collaborazione tra nuovo e preesistente calcestruzzo e dove sono state disposte e saldate le nuove barre inox.

Fuori dalla zona di ripristino una sola cerchiatura garantisce la resistenza al taglio associato al massimo momento che può raggiungere la sezione ripristinata e rinforzata.

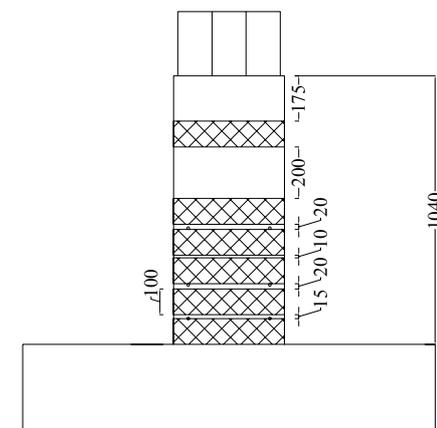


Figura 6 – Rinforzo in CFRP pile basse 6 e 8: 1 strato per tutta l'altezza della pila (quote in mm)

Il rinforzo è stato applicato: pulendo le superfici, stuccando le irregolarità, stendendo la resina (EPR320+EPH550) sulla superficie della pila, per poi applicare le strisce di rinforzo che sono impregnate con nuova resina e distese con rullo specifico per far fuoriuscire l'aria.

E' importante aver cura di disporre le strisce con le fibre perpendicolari all'asse dell'elemento rinforzato. Una descrizione più accurata nonché lo sviluppo dei calcoli di progetto è riportata in [15].

5. APPARECCHIATURA DI PROVA

L'apparecchiatura di prova è composta da:

un attuatore elettromeccanico per imporre gli spostamenti e/o i carichi orizzontali, un telaio incernierato alla base per l'applicazione dei carichi verticali, un sistema di blocchi a terra, dei dispositivi di controllo e misurazione degli spostamenti e delle deformazioni (Figura 7).

Il martinetto a vite orizzontale può applicare forze fino a 500kN lungo una corsa di 400mm, ed è contrastato da una piastra su un muro di contrasto. Due snodi connettono il martinetto alla piastra e ad una cravatta che afferra saldamente la testa della pila.

Il martinetto è controllato ad "anello chiuso" tramite un inverter grazie a un software specifico in Labview.

La struttura per imporre i carichi verticali è realizzata con una trave composta in testa alla pila, connessa alle cerniere a terra con due tiranti Dywidag Ø47 mm.

Le estremità inferiori dei tiranti sono inserite in un telaio

in acciaio realizzato con due spesse piastre in acciaio e 4 tiranti $\varnothing 26.5\text{mm}$ Dywidag, e sono connesse con le cerniere a terra.

In queste strutture sono inserite le celle di carico e i martinetti cavi cilindrici da 1000kN (a 700Bar), attuatori del carico verticale che tendono i tiranti Dywidag per trasferire il carico verticale in testa alla pila.

Le rotazioni e le traslazioni del basamento dei provini sono impediti da puntoni orizzontali in acciaio fissati a terra, e da travi composte trasversali connesse a terra con dei tiranti in acciaio.

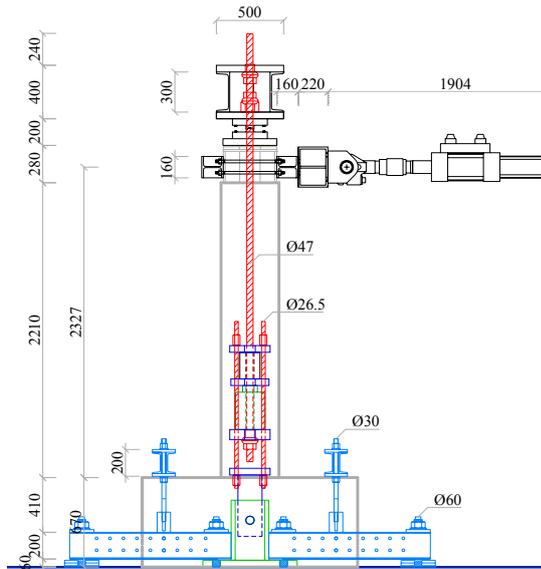


Figura 7 – Apparecchiatura di prova: #1 castello per carichi verticali, #2 attuatore elettromeccanico, #3 sistema di ancoraggio a terra (quote in mm)

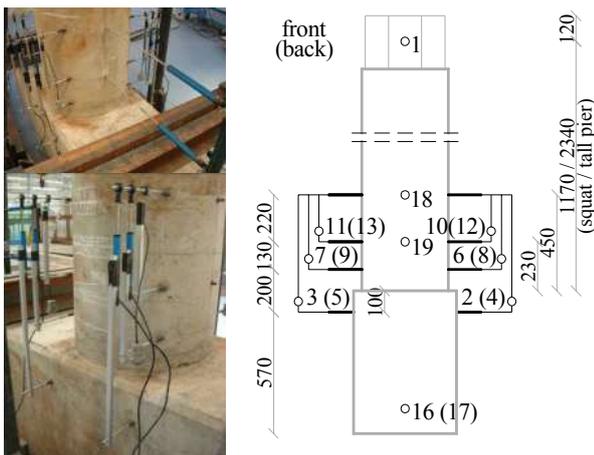


Figura 8 – Apparecchiatura di prova: #1 castello per carichi verticali, #2 attuatore elettromeccanico, #3 sistema di ancoraggio a terra (quote in mm)

Sono acquisite le letture di alcuni strain gauges posizionati sulle cerchiature del rinforzo, di 12 potenziometri verticali con

cui ricavare le curvature di alcune sezioni alla base (canali da 2 a 13) e da 3 potenziometri orizzontali (canali 19,18,1) con corse di $\pm 50\text{mm}$ posti lungo la pila ad altezze di 230 mm, 450 mm e 1170 mm o 2340 mm (rispettivamente pile basse e alte).

Due potenziometri (canali 16, 17) leggono eventuali rotazioni del basamento. Sono acquisite le letture di due celle di carico cilindriche a sola compressione su cui insistono i due martinetti cavi posti alle estremità dei tiranti Dywidag del castello verticale, e la lettura della cella di carico a trazione e compressione posta tra la cravatta e la testa del martinetto.

Il sistema di acquisizione comprende una scheda di acquisizione National Instruments NI PCI 6281, High-Accuracy M series Multifunction DAQ 18-Bit, 625 kS/s, moduli NI SCXI 1520 Universal Strain Gauge Input Module, e moduli NI SCXI 1540 LVDT Input Module.

Il programma di acquisizione è scritto in Labview. Il programma di pseudodinamica è scritto in Matlab ed è inserito in uno strumento virtuale di Labview. Matlab esegue alcuni calcoli numerici e gestisce alcune subroutine per la simulazione numerica di alcune pile con il legame Takeda.

Labview interfaccia Matlab con le apparecchiature e con gli strumenti virtuali di controllo e acquisizione.

L'algoritmo di integrazione numerica delle equazioni del modo è implicito (alpha method).

Per una descrizione completa si rimanda [19][20].

6. PROVA PSEUDODINAMICA SULLA PILA 7

Per testare l'apparecchiatura di prova è stata eseguita una prova pseudodinamica sul provino 7 già provato nel corso di una precedente campagna di prove [07].

La prova pseudodinamica è stata preceduta da una prova elastica in cui la pila 7 è stata sottoposta a delle oscillazioni libere per stimare la sua rigidità. Questa rigidità consente di inizializzare la matrice di rigidità della struttura ed è pari a circa 60000N/mm.

La prova pseudodinamica simula il comportamento sismico del ponte irregolare precedentemente illustrato.

Nel seguito nel presentare i risultati della prova ci riferiremo al ponte in scala reale.

Ricordiamo che per ottenere la risposta del provino in scala 1:6, occorre dividere gli spostamenti per 6 e le forze per 36.

Il provino rappresenta la pila centrale bassa del ponte alta 7m mentre le altre due pile (alte 14 e 21m) sono simulate numericamente con un modello Takeda.

Si assume che le masse, le rigidità dell'impalcato, le principali caratteristiche delle pile simulate numericamente e i parametri utilizzati nell'algoritmo di integrazione numerica siano quelli assegnati nella precedente campagna di prove.

L'input sismico è l'accelerogramma registrato a Tolmezzo (Friuli) nel 1976 in direzione N-S, $PGA=0.35g$.

La prima parte della registrazione del terremoto in cui le accelerazioni sono molto modeste è stata esclusa.

La Figura 9 mostra in scala reale, la risposta sismica della pila alta 7m. La forza massima raggiunta nella direzione positiva è di circa 5311kN per uno spostamento massimo di circa 100mm. Nella direzione opposta è stata misurata una forza massima di 4819kN ad uno spostamento massimo di 85mm. Il comportamento ciclico appare simmetrico.

Il danneggiamento è limitato all'apertura di una preesistente lesione presente alla base del provino e alla diffusione di modeste fessure per flessione e taglio che si estendono sui lati.

Il ponte è discretizzato concentrando le masse dell'impalcato sulla sommità di ciascuna pila. Nella Figura 10 sono indicate le storie di spostamento dei tre gradi di libertà della struttura durante la prova.

La storia di spostamento può essere divisa in tre parti:

1. una prima parte della durata di circa 1s in cui gli spostamenti delle pile sono modesti.
2. una seconda parte della durata di circa 3,5s dove si raggiungono i massimi spostamenti.
3. una parte terminale in cui le pile sono sottoposte a 3 cicli di spostamento con ampiezza massima di circa 50mm.

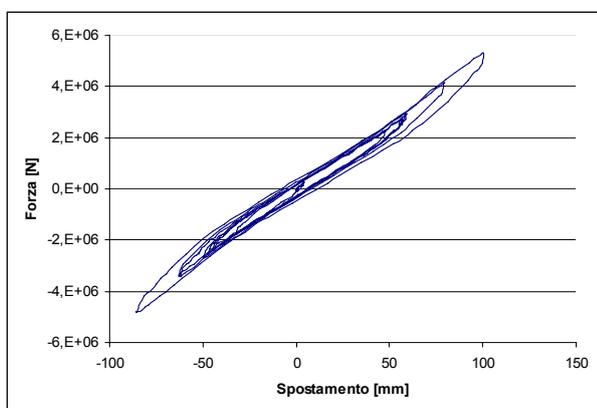


Figura 9 – Risposta sismica della pila alta 7m

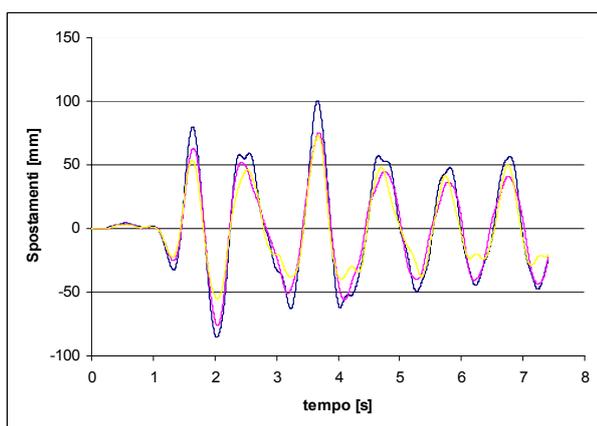


Figura 10 – Storie di spostamento (3 gradi di libertà) all'estremo superiore della pila

7. CONCLUSIONI

Viene descritto il risanamento e/o rinforzo di pile da ponte in calcestruzzo armato progettate con la precedente normativa sismica italiana (DM 86) e seriamente danneggiate nel corso di precedenti prove pseudodinamiche mediante materiali innovativi (barre in inox, calcestruzzo autocompattante, fibre di carbonio), atto a correggere i difetti costruttivi, migliorare il comportamento sismico e la durabilità dell'opera.

Tutti i materiali utilizzati negli interventi di consolidamento e rinforzo sono stati caratterizzati presso il Laboratorio Sperimentale del Dipartimento di Strutture dell'Università di Roma Tre.

Le difficoltà tecniche e operative sono state indagate ed è stata provata la fattibilità dell'intervento in tempi contenuti.

Due pile alte DM integre sono state rinforzate mentre altre due pile basse DM sono state ripristinate e rinforzate per incrementare rispettivamente la loro duttilità e la resistenza a taglio.

Prove elastiche e pseudodinamiche sono in corso per valutare l'efficacia degli interventi confrontando la risposta sismica delle pile ripristinate e/o rinforzate con quella di pile simili provate nelle precedenti campagne sperimentali.

In particolare, per testare l'apparecchiatura messa a punto, è stata eseguita una prova sulla pila 7 già provata nel corso di un precedente progetto.

In parallelo è in corso una campagna di analisi numeriche sia per l'analisi della sezione prima e dopo il rinforzo, che per l'analisi delle pile.

8. RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano la Buzzi Unicem s.p.a., la Valbruna s.p.a., la Mapei s.p.a. e la Alto Modulo s.r.l.

Il lavoro è stato svolto anche con il parziale finanziamento del MIUR - progetto Prin e della convenzione Dipartimento di Protezione Civile-consorzio RELUIS, repertorio n. 540, linea di ricerca 2.

BIBLIOGRAFIA

- [01] T. Albanesi, D. Lavorato, & C. Nuti, "Prove sperimentali monotone e cicliche su barre di acciaio inox". Sperimentazione su materiali e strutture, Convegno nazionale, Venezia: 357-366 (2006).
- [02] T. Albanesi, C. Nuti, F. Paolacci, & S. Santini, "Cyclic tests of existing r.c. columns repaired or retrofitted by mean of jacketing technique", Fib Congress, Naples, paper 0521(2006).
- [03] T. Albanesi, C. Nuti, F. Paolacci, & S. Santini, "Comportamento ciclico di colonne in c.a. riparate ed adeguate con fasciature in frp", ANIDIS: XII Convegno L'Ingegneria Sismica in Italia, Pisa, 10-14 giugno (2007).
- [04] T. Albanesi, C. Nuti, & I. Vanzi, "Closed form constitutive relationship for concrete filled FRP tubes under compression", Construction and Building Materials, 21, 409-427 (2007).
- [05] CNR-DT 200 2004. "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati".

- [06] L. Coppola, "Concrete durability and repair technology", Proceedings of 5th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Barcelona, Spain: 1209-1220 (2000).
- [07] A. De Sortis, C. Nuti, "Seismic response by pseudodynamic tests of RC bridges designed to EC8", Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico (1996).
- [08] A. De Sortis, G. Monti, & C. Nuti, "Problemi di scala nella sperimentazione pseudodinamica di pile da ponte in c.a.", Atti del Workshop su Danneggiamento, Prove Cicliche e Pseudodinamica, Dip. Analisi e Prog. Str., Università "Federico II", Napoli, Italia (1994).
- [09] D.M. LL.PP. 24.01.86. "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- [10] DM 14.1.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni". GU del 4 febbraio 2008, supplemento ordinario n. 30.
- [11] Eurocode 8. 1998. "Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges. (Draft March 2005)".
- [12] Eurocode 8. 1998. "Design of structures of earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings" (Draft November 2004)
- [13] Fib Bulletin no.14, "Design and use of externally bonded FRP reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures", prepared by sub-group EBR (Externally Bonded Reinforcement) of fib Task Group 9.3 'FRP Reinforcement for Concrete Structures', (2001).
- [14] Fib Bulletin no.39, "Seismic bridge design and retrofit - structural solutions", (May 2007).
- [15] D. Lavorato, "Prove pseudodinamiche su pile da ponte in cemento armato riparate e/o rinforzate con materiali innovativi" tesi di dottorato (2008). [in preparazione].
- [16] L. Moléz, "Comportement des réparations structurales en béton: couplage des effets hydriques et mécaniques". PhD thesis, Ecole Normale Supérieure de Cachan, France (2003).
- [17] G. Monti, N. Nisticò & S. Santini, "Design of FRP jackets for upgrade of circular bridge piers", Journal of Composite for Construction, ASCE, 5(2): 94-101 (2001).
- [18] M. Nakashima, et al., "Integration Techniques for Substructure PseudoDynamic Test," Proceedings of the Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, USA, Vol. 2, pp. 515-524. (14), (May 20-24, 1990).
- [19] P. B. Shing, M. T. Vannan & E. Cater, "Implicit time integration for pseudodynamic tests", Earthquake Engineering & Structural Dynamics" Volume 20, Issue 6, Pages: 551-576 (1991).
- [20] P. B. Shing, M. T. Vannan. "Implicit time integration for pseudodynamic tests: Convergence and energy dissipation", Earthquake Engineering & Structural Dynamics Volume 20, Issue 9, Pages: 809-819 (1991).
- [21] C. Talbot, M. Pigeon, D. Beaupré & D.R. Morgan, "Influence of surface preparation on long-term bonding of shotcrete" ACI Material Journal 91(6): 560-566 (1994).
- [22] UNI EN 10002-1:2004. "Materiali metallici Prova di trazione - Parte 1: Metodo di prova a temperatura ambiente".
- [23] UNI 11040:2003. "Calcestruzzo autocompattante Specifiche caratteristiche e controlli".

SULL'INSTABILITA' E SUGLI EFFETTI DEL 2° ORDINE NEI PILASTRI IN C.A. ESPOSTI ALL'INCENDIO

Patrick Bamonte, Pietro Gambarova

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

SOMMARIO

In questo lavoro si illustra l'estensione del metodo della colonna-modello, basato sulla conoscenza della legge momento-curvatura ed usato in condizioni ambientali normali per studiare la stabilità dei pilastri in c.a., allo studio della capacità portante e dell'instabilità nei pilastri soggetti ad incendio. In primo luogo l'instabilità viene vista nei suoi effetti sezionali, che comportano drastiche riduzioni dei domini di interazione M-N, tanto più se intervengono le autotensioni dovute alla diversa dilatabilità termica di acciaio e calcestruzzo. Successivamente vengono fatti confronti con alcune prove sperimentali ben documentate in letteratura, effettuate su colonne in c.a. soggette a carico di punta ed in condizioni di incendio.

SUMMARY

This paper illustrates the extension of the model-column method (based on the moment-curvature diagram and used in ambient conditions to study the buckling of R/C columns) to evaluate the bearing capacity and the buckling load of columns subjected to fire. First, buckling is considered at the sectional level, where it brings in a sizable reduction of the M-N envelopes, even more if the eigenstresses due to the different dilation coefficients of concrete and steel are taken into account. Then, comparisons are carried out with some well documented experimental results taken from the literature, on R/C columns in fire.

1. INTRODUZIONE

Molti elementi strutturali in calcestruzzo armato, tra cui i pilastri e la maggior parte degli elementi prefabbricati, vengono modellati e progettati tramite schemi di calcolo isostatici, trascurando i limitati effetti di congruenza (e dunque le iperstaticità) che li contraddistinguono. Tale ipotesi comporta che la distribuzione delle sollecitazioni non dipenda dalla rigidità degli elementi stessi, ma possa essere determinata sulla base del solo equilibrio. Pertanto, non si verifica alcuna redistribuzione delle azioni interne (in stadio II, o fessurato, e in condizioni ultime), e il collasso dell'elemento è pilotato dalla crisi della sezione più sollecitata, o, per meglio dire, dalla sezione "critica", cioè la prima sezione in cui la sollecitazione eccede la resistenza.

Lo stesso approccio viene adottato nel caso di strutture iperstatiche, se il progetto viene condotto nell'ottica del teorema statico del calcolo a rottura: la distribuzione delle azioni interne viene determinata tramite l'analisi elastica lineare, nell'ipotesi che tutti gli elementi siano in stadio I (non fessurato). Anche in tal caso, il grado di sicurezza della struttura viene identificato con quello della sezione critica. Tale modo di procedere non tiene in alcun conto le possibili redistribuzioni delle forze interne (e l'aumento di capacità portante che ne consegue) e l'iperstaticità non viene sfruttata appieno.

In condizioni di incendio, la redistribuzione delle azioni interne dovuta all'accoppiamento termo-meccanico deve essere tenuta in debita considerazione in tutti gli elementi strutturali. Tale accoppiamento può essere originato dalle dilatazioni termiche impediti dai vincoli o da parti della struttura stessa [1,2], ovvero dall'elevata entità degli spostamenti con il conseguente insorgere di effetti del secondo ordine di entità non trascurabile [3,4]. Pertanto, la verifica della sicurezza di strutture in c.a. esposte all'incendio andrebbe condotta sulla base dell'intera struttura, ovvero tenendo conto della redistribuzione delle forze interne al crescere della temperatura. Esistono tuttavia alcuni casi nei quali il comportamento strutturale può essere desunto sulla base di modelli cinematici semplificati, che riducono drasticamente l'onere computazionale, con notevoli vantaggi per l'applicazione ad elementi di uso comune.

Un esempio riguarda lo studio degli effetti del secondo ordine nei pilastri in calcestruzzo armato: il procedimento usualmente utilizzato nella progettazione, è quello di dare una formulazione approssimata alla deformata "critica" (cioè alla configurazione deformata a sbandamento incipiente), che dipende generalmente da un numero limitato di variabili di spostamento, e di formulare il regime di sollecitazione in funzione di tali parametri. In questo modo, le azioni interne vengono a dipendere dallo stato di spostamento. Il metodo della "colonna modello" rientra in questa categoria: in esso, la

deformata critica è un arco di sinusoide (o cosinusoide, a seconda dei vincoli di estremità) e la sua espressione dipende da una sola variabile di spostamento. Il collasso dell'elemento viene identificato con la crisi della sezione più sollecitata dell'elemento, generalmente posta ad uno degli estremi ovvero in mezzzeria. La semplicità di tale metodo ha fatto sì che esso sia stato recepito nelle principali normative, sia italiane sia europee [5, 6].

Se la stabilità dei pilastri in calcestruzzo armato non rappresenta un parametro rilevante nel progetto a temperatura ambiente (eccezion fatta per il caso dei pilastri in uso nei capannoni prefabbricati), essa è alquanto subdola in condizioni di incendio, perché la snellezza effettiva risulta particolarmente sensibile ai fenomeni di riscaldamento [7], a maggior ragione se alla riduzione della sezione "efficace" contribuiscono vistosi fenomeni di spacco superficiale. Tale problema è di rinnovato interesse oggi, con l'avvento dei calcestruzzi ad alte prestazioni (HPC) e ad alta resistenza (HSC), che spinge verso l'utilizzo di elementi verticali di snellezze elevate, e dunque maggiormente sensibili ai fenomeni anzidetti.

In tale contesto si muove il presente lavoro, che riguarda la stabilità delle colonne in c.a. durante o dopo un incendio: l'unica reale differenza fra i due casi è la resistenza dell'armatura, molto minore ad alta temperatura che dopo raffreddamento. In molti casi, pur avendo le proprietà termiche e meccaniche dei materiali un ruolo importante, così come la gravità, la durata dell'incendio e la massima temperatura raggiunta, tuttavia è il contesto strutturale (geometria e vincoli) a giocare un ruolo primario.

In questo lavoro il metodo della colonna-modello, basato sulla conoscenza della legge momento-curvatura, viene esteso allo studio della capacità portante e dell'instabilità delle colonne soggette ad incendio, con riferimento a varie condizioni di vincolo. In primo luogo l'instabilità viene vista nei suoi effetti sezionali, che comportano drastiche riduzioni dei domini di interazione M-N, tanto più se intervengono le autotensioni dovute alla diversa dilatabilità termica di acciaio e calcestruzzo. Successivamente vengono fatti confronti con alcune prove ben documentate, effettuate su colonne in c.a. soggette a carico di punta ed in condizioni di incendio.

2. MODELLO NUMERICO

2.1 Analisi sezionale

La capacità portante delle sezioni in c.a. soggette ad una combinazione di azione assiale e momento flettente viene generalmente valutata mediante domini di interazione M-N. Tali diagrammi possono essere tracciati facilmente, mediante un calcolo diretto, se il comportamento uniassiale di acciaio e calcestruzzo viene rappresentato tramite curve sforzo-deformazione ad andamento monotono (come la parabola di Sargin o il diagramma parabola-rettangolo per il calcestruzzo, ed una legge elastoplastica per l'acciaio [6]), nell'ipotesi che le sezioni rimangano piane sino a rottura. Operando in questo modo, per ogni diagramma lineare di deformazioni sulla sezione caratterizzato dal raggiungimento delle deformazioni ultima nel calcestruzzo ($\epsilon_{cu} = 3.5\%$) oppure nell'acciaio ($\epsilon_{cu} = 10\div 20\%$), è possibile valutare le azioni interne corrispondenti M_u ed N_u semplicemente calcolando la risultante ed il momento degli sforzi agenti sulla sezione.

Tale procedimento conduce invece ad una grossolana sottovalutazione della capacità portante della sezione, se si utilizzano leggi sforzo-deformazione non monotone, come per esempio le leggi costitutive per il calcestruzzo in compressione fornite nell'EN 1992-1-2 [8], caratterizzate da parametri di deformazione e sforzo dipendenti dalla temperatura nel punto considerato (Figura 1).

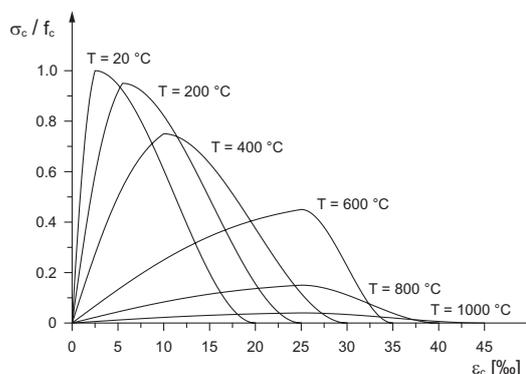


Figura 1 – Diagrammi sforzo-deformazione per il calcestruzzo in compressione dipendenti dalla temperatura [8]

In questo caso deve essere applicata un'analisi non lineare incrementale, o "metodo del momento-curvatura" [9]: per un dato valore di azione assiale N_i , si valuta il valore di momento ultimo fornito dalla sezione, determinando il massimo M_{ui} del diagramma momento-curvatura. Tale procedimento viene ripetuto per diversi valori dell'azione assiale; i valori vengono poi diagrammati insieme ai corrispondenti valori di momento ultimo M_{ui} , consentendo così di ottenere il dominio di interazione M-N.

Il procedimento può essere facilmente esteso al caso di sezioni esposte all'incendio, pur di farlo precedere dall'analisi termica mirata a valutare la distribuzione della temperatura sulla sezione (per un'assegnata durata d'incendio), e quindi il livello di danno termico in ogni punto della sezione stessa: le proprietà meccaniche di calcestruzzo ed acciaio sono infatti direttamente correlate alla temperatura, e così la legge sforzo-deformazione viene a dipendere dal punto considerato (per il tramite della temperatura). Il tracciamento dei diagrammi momento-curvatura e del dominio di interazione viene eseguito come illustrato in precedenza, benché, in presenza di danneggiamento termico, l'onere computazionale risulti notevolmente più elevato.

Il procedimento anzidetto è mostrato in Figura 2, con riferimento al caso di una sezione in calcestruzzo ordinario (300×300 mm, barre $4\phi 16$, $f_c = 30$ MPa, $f_s = 500$ MPa) esposta su 4 lati all'incendio standard ISO-834. La dipendenza delle proprietà termiche e meccaniche dalla temperatura è stata mutuata da EN 1992-1-2 [6].

2.2 Estensione al metodo della colonna modello

Come ricordato in precedenza, l'onere computazionale legato al tracciamento di diagrammi momento-curvatura in presenza di incendio è notevole. Tuttavia, le informazioni contenute in questi diagrammi consentono di estendere i risultati, ottenuti a livello di singola sezione, ad un pilastro snello in c.a., studiato nell'ottica del metodo della colonna modello. I passi da seguire sono i seguenti:

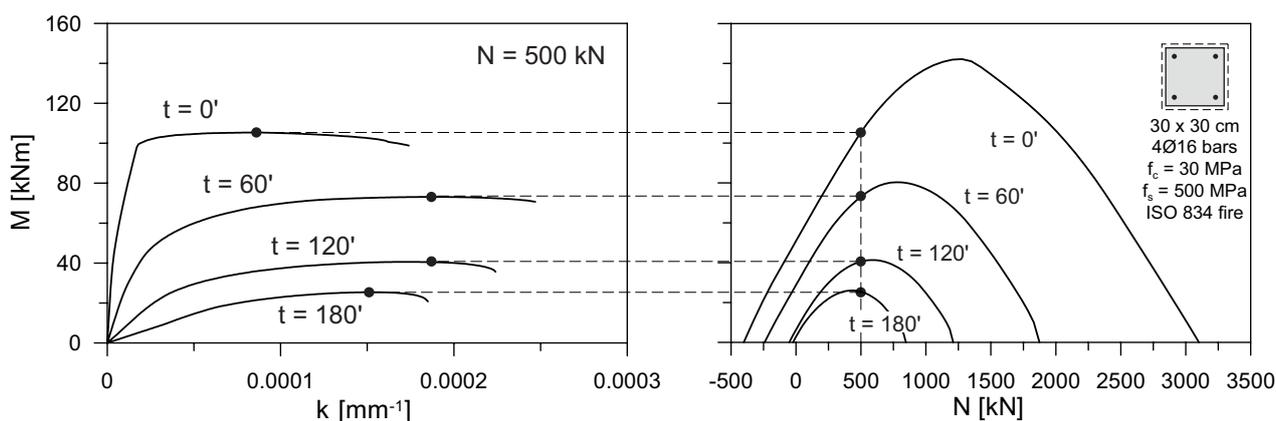


Figura 2 - Sezione quadrata soggetta a durata crescente di incendio: domini di interazione M-N tracciati a partire dai diagrammi momento-curvatura (valutati per un valore di azione assiale $N = N_u = 500$ kN).

1. si tracciano i diagrammi momento-curvatura per valori crescenti della durata d'incendio, tenendo conto del decadimento delle proprietà meccaniche dei materiali in funzione della temperatura: tali diagrammi rappresentano la capacità portante di una singola sezione del pilastro;
2. si valuta il momento flettente del secondo ordine M_2 , dovuto al fuori piombo dell'azione assiale causato dalla deformazione flessionale del pilastro; si ipotizza che la deformata in condizioni di instabilità incipiente coincida con la deformata critica Euleriana; l'espressione risultante del momento del secondo ordine ha la seguente espressione

$$M_2 = N \cdot \frac{kl_0^2}{\pi^2} \quad (1)$$

ove k è la curvatura della sezione maggiormente sollecitata, N è l'azione assiale, e l_0 è la lunghezza di libera inflessione del pilastro, cioè la distanza tra i due flessi della deformata critica (per pilastri incernierati agli estremi l_0 coincide con la lunghezza totale): si osservi come il momento del secondo ordine sia direttamente proporzionale alla curvatura;

3. il valore ultimo del momento del primo ordine M_{1u} viene determinato come intercetta all'ordinata della retta tangente al diagramma momento-curvatura, e caratterizzata dalla stessa pendenza della retta rappresentata dall'Equazione (1);
4. il valore di M_{1u} ed il corrispondente valore di N vengono inseriti nel piano M-N; unendo un numero sufficiente di punti corrispondenti a diversi valori dell'azione assiale è possibile tracciare il dominio di interazione "ridotto", che tiene conto, seppur in maniera semplificata, degli effetti del secondo ordine.

E' opportuno ricordare come tale procedura sia stata impiegata in passato nello studio di pilastri in calcestruzzo ordinario soggetti ad incendio, seppur con una formulazione lievemente diversa [10, 11].

La riduzione dei domini di interazione può risultare particolarmente marcata: un esempio è mostrato in Figura 3, ove sono rappresentati i domini ridotti corrispondenti alla

durata di incendio di 90', per la stessa sezione mostrata in Figura 2; a titolo di confronto si riporta anche il dominio sezionale, come ottenuto al paragrafo precedente.

Un'ulteriore riduzione è causata dalla messa in conto delle autotensioni (curve tratteggiate), originate dalla distribuzione non lineare delle deformazioni termiche sulla sezione, e dai differenti valori della dilatazione termica nell'acciaio e nel calcestruzzo al crescere della temperatura. L'effetto può essere trascurabile o addirittura marginalmente benefico a livello sezionale [12], mentre va sempre a detrimento della capacità portante, se si tiene conto degli effetti del secondo ordine.

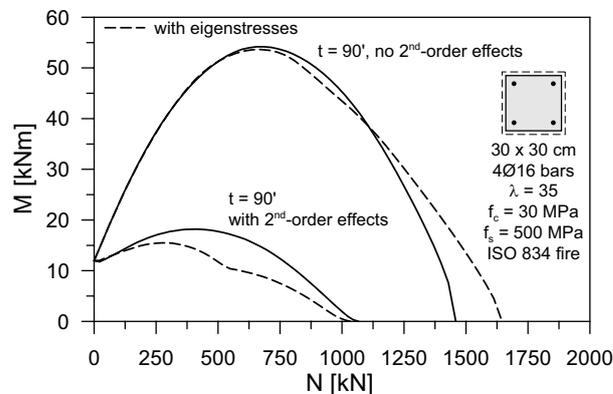


Figura 3 - Domini di interazione sezionali (cioè senza effetti del secondo ordine), ridotti (con effetti del secondo ordine); l'effetto delle autotensioni è mostrato dalle curve tratteggiate

3. RISULTATI SPERIMENTALI

Si illustra ora l'applicazione del metodo di analisi illustrato in precedenza ad alcuni casi reali di prove condotte su pilastri soggetti ad incendio. Si fa riferimento alle prove condotte da Kodur et al. [13] su pilastri in calcestruzzo ad alta resistenza.

Il programma sperimentale consisteva in prove di resistenza all'incendio di 10 pilastri in calcestruzzo ad alta resistenza (HSC), denominati HS2-1-HS2-10. Tutti i pilastri erano caratterizzati dalla stessa sezione quadrata (406×406 mm) e dalla stessa lunghezza (3810 mm). Altre caratteristiche dei pilastri sono riassunte in Tabella 1.

Nel seguito si farà riferimento solo ai pilastri numerati da 4 a 10: solo per essi infatti la documentazione è completa. Inoltre, i pilastri numerati da 1 a 3 sono realizzati con un calcestruzzo di caratteristiche meccaniche lievemente inferiori ($f_c = 80$ MPa) a quelli utilizzati per gli altri pilastri. Tale differenza, marginale a livello quantitativo, può implicare notevoli differenze di comportamento ad alta temperatura, soprattutto in virtù della crescente sensibilità (al crescere delle proprietà meccaniche del calcestruzzo, e in assenza di opportuni correttivi) ai fenomeni di spacco superficiale (*spalling*).

Tabella 1 - Pilastri HSC [13]: riassunto di geometria, parametri di prova e resistenza (espressa in minuti primi)

	f_c [MPa]	N_{exp} [kN]	vincoli estremità	tempo [min]	N_{Rd}^{20} [kN]
HS2-4	114	4567	incastri	146	20362
HS2-5	114	5373	incastri	108	20362
HS2-6	114	3546	incastri	142	20362
HS2-7	138	4233	cerniere	248	24318
HS2-8	138	4981	cerniere	118	24318
HS2-9	138	4981	cerniere	117	24318
HS2-10	138	4981	cerniere	166	24318

Per il confezionamento dei calcestruzzi sono stati utilizzati sia aggregati grossi silicei che calcarei, mentre l'aggregato fine è stato sabbia naturale di fiume.

L'armatura è rappresentata da staffe e barre longitudinali. La tensione di snervamento è di 400 MPa. L'armatura longitudinale in tutti i pilastri consiste in 8 barre di diametro 25 mm, posizionate simmetricamente. Il copriferro netto è di 40 mm (misurato rispetto alla superficie delle staffe). Le barre longitudinali sono saldate alle piastre di estremità. Il rapporto geometrico d'armatura vale 2.38% in tutti i pilastri.

Sono state utilizzate tre mescole di calcestruzzo: le mescole 1 e 3 contengono aggregato calcareo, mentre la mescola 2 è caratterizzata da aggregato siliceo. La resistenza a compressione misurata a 28 giorni varia da 75 a 128 MPa, e all'atto delle prove tra 81 e 138 MPa. I pilastri HS2-4/5/6 sono stati provati con ambedue le estremità incastrate e assoggettati ad un carico di pura compressione, mentre i pilastri HS2-7/8/9/10, incernierati alle estremità, sono stati caricati con una forza di compressione eccentrica ($e = 27$ mm, Figura 4).

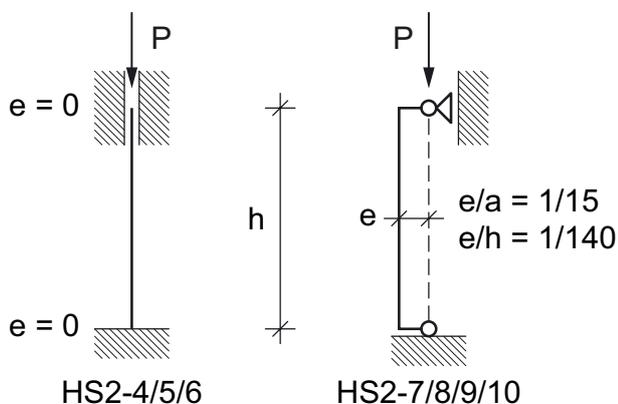


Figure 4 - Schemi strutturali dei pilastri provati da Kodur et al. [13]

Il carico è stato applicato circa 45 minuti prima dell'inizio di ogni prova, ed è stato poi mantenuto costante sino al raggiungimento di una condizione stazionaria, ovvero sino alla completa stabilizzazione degli spostamenti. Tale condizione è stata scelta come punto di riferimento per la misura delle deformazioni durante le successive prove ad alta temperatura, che sono state condotte a carico costante.

La temperatura ambiente all'inizio di ogni prova è stata di circa 20°C. Durante le prove, il riscaldamento è stato controllato in modo che la temperatura media all'interno del forno seguisse la curva standard di temperatura ASTM-E119, caratterizzata dalla seguente espressione (approssimata):

$$T_f = 20 + 750 \cdot \left(1 - e^{-3.79533\sqrt{t}}\right) + 170.41 \cdot \sqrt{t} \quad (2)$$

dove t è il tempo in ore, e T_f è la temperatura del forno in °C. I pilastri sono stati considerati in condizioni di collasso incipiente nel momento in cui non è più stato possibile mantenere il carico.

La distribuzione di temperatura sulle sezioni degli elementi in questione è stata valutata tramite simulazioni termiche, condotte assumendo per i materiali le proprietà termiche suggerite dall'EN 1992-1-2 [8]. Per la densità ed il calore specifico, i valori a 20°C e l'andamento in funzione della temperatura sono gli stessi dei calcestruzzi ordinari (NSC, Figura 5a,b). Per la conducibilità, che risulta invece altamente variabile con la temperatura, si è assunta la curva limite superiore suggerita dalla normativa (Figura 5c): è infatti largamente dimostrato che nei calcestruzzi, l'aumentare della classe di resistenza è accompagnato generalmente da un aumento della conducibilità, probabilmente in ragione della maggiore compattezza e omogeneità della matrice. Anche il decadimento della resistenza a compressione in funzione della temperatura è stato desunto dalla normativa (Figura 5d), facendo riferimento alla sezione dedicata ai calcestruzzi HSC.

3.1 Effetto dei vincoli di estremità

Nei primi tre provini (HS2-4, HS2-5 e HS2-6) le estremità sono incastrate: nell'applicazione dell'equazione (1) per la valutazione del momento sollecitante si deve pertanto utilizzare una lunghezza effettiva pari a $l_0 = h/2 = 1905$ mm. I domini di interazione ridotti corrispondenti alle durate di incendio di 110 e 140 minuti sono mostrati in Figura 6 (linea continua); tali valori di durata sono infatti assai prossimi ai valori misurati nelle prove (108 minuti per HS2-5; 146 e 142 minuti per HS2-4 e HS2-6 rispettivamente). Si osservi come il valore numerico ottenuto per la capacità portante in pura compressione (punto del dominio corrispondente ad $M=0$) risulti molto più elevato del corrispondente valore sperimentale ($N_{th}/N_{exp} = 2 \div 4$).

Tale sopravvalutazione può essere ridotta in maniera significativa solo se si suppone che le estremità siano parzialmente incastrate, e ammettendo quindi una possibilità limitata di rotazione: la condizione limite è supporre che le estremità siano incernierate, incrementando la lunghezza di libera inflessione nell'Equazione (1) a 3810 mm. I domini di interazione ridotti corrispondenti sono tratteggiati in Figura 6: la capacità portante in compressione semplice risulta ancora sensibilmente più elevata dei valori sperimentali, ma la differenza risulta notevolmente ridotta ($N_{th}/N_{exp} = 1.5 \div 2$).

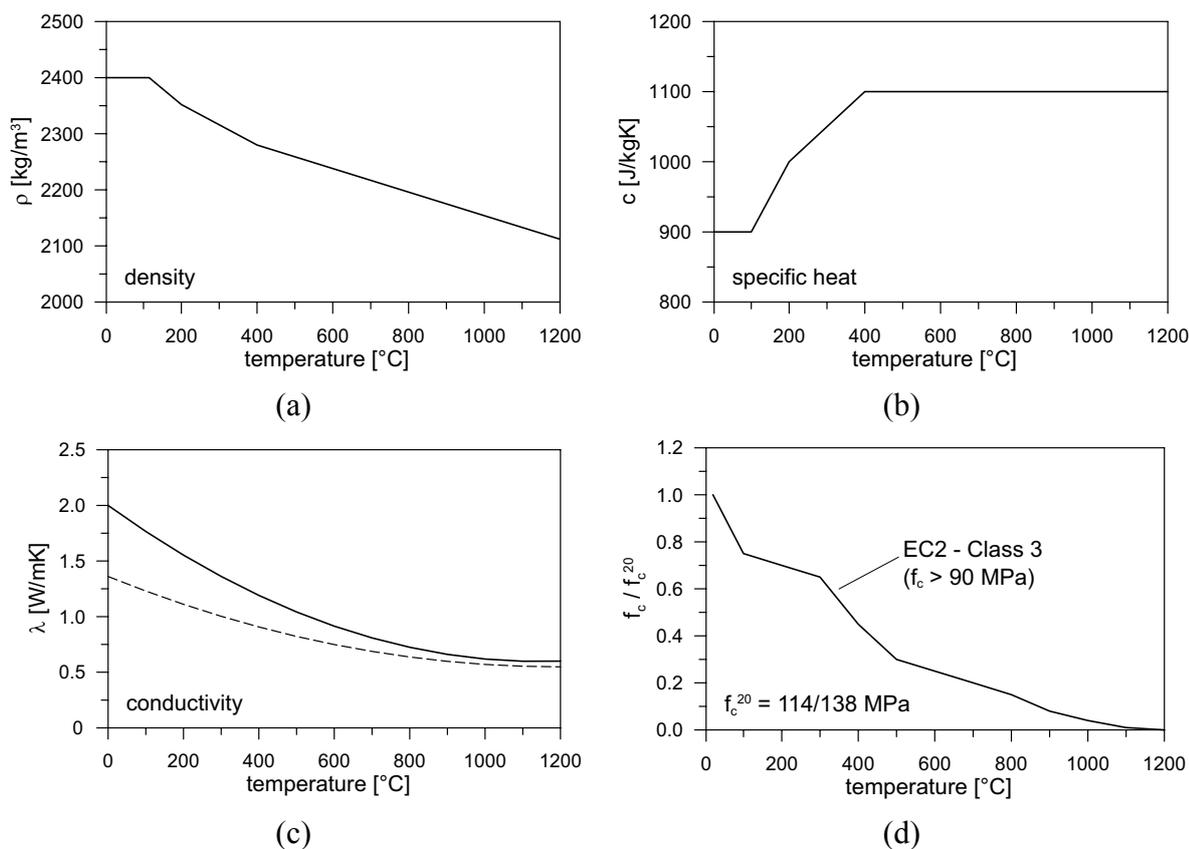


Figura 5 - Proprietà termiche e meccaniche in funzione della temperatura
(a) densità; (b) calore specifico; (c) conducibilità; e (d) resistenza a compressione

Un altro modo per spiegare la discrepanza tra i valori di capacità portante valutati per via numerica e quelli misurati sperimentalmente è di tenere conto della possibile eccentricità non intenzionale di applicazione del carico. Chiaramente nel caso di pilastro incastrato agli estremi non ha senso parlare di forza assiale applicata eccentricamente, in quanto un qualsiasi momento concentrato agli estremi (e dovuto quindi all'eccentricità del carico assiale) verrebbe assorbito dai vincoli, e comporterebbe la "ricentratura" del carico. Come nel caso dell'instabilità euleriana, l'eccentricità del carico deve invece essere considerata come un parametro atto a rappresentare le imperfezioni del pilastro in esame (per esempio una curvatura iniziale della linea d'asse). I valori di eccentricità che consentono di portare i punti corrispondenti alla sollecitazione sui rispettivi domini di resistenza ridotti, possono essere ottenuti come mostrato in Figura 6: si spiccano le rette verticali dai punti (giacenti sull'asse orizzontale) sino ad intersecare il dominio; l'angolo tra l'asse orizzontale e la retta congiungente tale intersezione con l'origine del sistema di riferimento consente di valutare l'eccentricità, potenziale causa della ridotta capacità portante rispetto a quella teorica. La procedura anzidetta può essere applicata al caso di pilastri incastrati o incernierati agli estremi; i valori di eccentricità corrispondenti sono riportati in Tabella 2.

Si osservi che nel caso di pilastro incernierato agli estremi, i valori di eccentricità sono dello stesso ordine di grandezza dei valori comunemente suggeriti dalle normative (e.g. $e \leq a/30$ in EN 1992-1-1 [6]). Nel caso di estremi incastrati, i valori di

eccentricità calcolati sono eccessivi, e non possono spiegare da soli la differenza tra le capacità portanti valutate per via numerica e quella sperimentale.

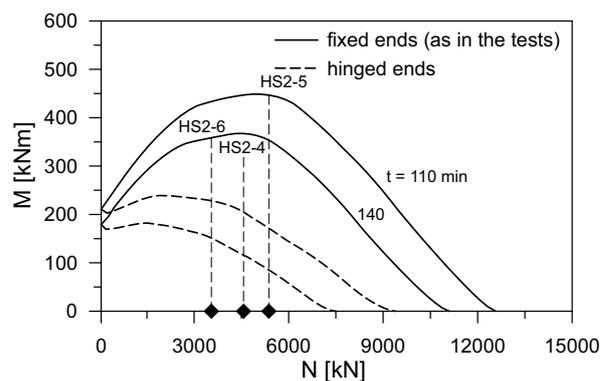


Figura 6 - Domini di interazione ridotti per diverse condizioni di vincolo

Tabella 2 - Valori di eccentricità inintenzionale per pilastro incastrato (come nelle prove [13]) o incernierato agli estremi

	e [mm] (estremi incastrati)	e [mm] (estremi incernierati)
HS2-4	77 ($\approx a/5$)	22 ($\approx a/18$)
HS2-5	84 ($\approx a/5$)	33 ($\approx a/12$)
HS2-6	100 ($\approx a/4$)	41 ($\approx a/10$)

3.2 Effetto dello scoppio superficiale (*spalling*)

Durante tutte le prove sperimentali sono stati osservati fenomeni di scoppio o spacco superficiale (*spalling*) più o meno estesi. La conseguente riduzione della sezione trasversale potrebbe essere la spiegazione della significativa riduzione di capacità portante, rispetto alle valutazioni numeriche.

Lo spacco superficiale può essere messo in conto nelle simulazioni numeriche semplicemente riducendo la sezione, sin dal principio dell'analisi termica. Infatti, l'espulsione degli strati superficiali di un elemento in calcestruzzo avviene generalmente nelle prime fasi del riscaldamento, allorché la velocità di riscaldamento è più elevata. Per strutture in calcestruzzo ordinario (NSC) è ragionevole pensare che lo spacco si verifichi nei primi 30 minuti, e che possa portare a riduzioni della sezione sino al 15% [14]. Nelle simulazioni numeriche presentate nel seguito si è presa in considerazione l'eventualità di un'espulsione di materiale pari al 50 ed al 100% del copriferro netto; i domini di interazione risultanti sono mostrati in Figura 7. Si noti come, mentre il cambiamento dei vincoli di estremità (incastro o cerniera) causa una sorta di "rotazione" oraria dei domini, la riduzione della sezione del pilastro comporti invece una sorta di contrazione omotetica dei domini stessi.

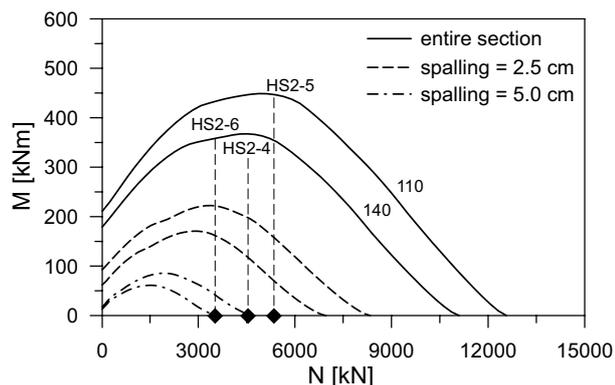


Figura 7 – Pilastri incastri agli estremi: domini di interazione ridotti, in presenza di livelli di spacco crescenti

I risultati mostrano come lo spacco possa dare una spiegazione alla limitata resistenza dei pilastri provati sperimentalmente. Infatti, anche considerando il carico perfettamente centrato ($e = 0$), la differenza tra i valori sperimentali e quelli numerici è grandemente ridotta dallo spacco superficiale:

- $N_{th}/N_{exp} = 1.5 \div 2.0$ se lo spacco è limitato al 50% del copriferro netto;
- $N_{th}/N_{exp} = 0.7 \div 1.0$ se lo spacco è esteso a tutto il copriferro netto.

Lo stesso procedimento può essere applicato agli altri pilastri (HS2-7/8/9/10), tutti incernierati agli estremi. Dai confronti tra simulazioni numeriche e valori sperimentali (Figura 8) si può notare come per un pilastro (HS2-10) si possa cogliere il valore misurato senza necessità di tenere in conto alcuna riduzione della sezione per effetto dello scoppio, mentre per altri due (HS2-8 e HS2-9) si debba mettere in

conto una limitata riduzione della sezione (meno di 2.5 cm, ossia meno di metà del copriferro netto) per cogliere il valore sperimentale. In tutti i pilastri incernierati l'eccentricità è prefissata ($e = 27 \text{ mm} = a/15$). Si osservi come giustificare la capacità portante ridotta chiamando in causa un'eccentricità non intenzionale aggiuntiva non sia possibile (come lo è invece nel caso dei pilastri incastrati): infatti, l'eccentricità totale dovrebbe risultare pari a 44 mm, con un incremento dell'eccentricità pari al 60% del valore desiderato ($e = 27 \text{ mm}$).

Il punto corrispondente al valore sperimentale di HS2-7 non è mostrato in Figura 8, in virtù della sua resistenza all'incendio decisamente elevata ($t_{max} = 248$ minuti), non in scala con gli altri valori misurati.

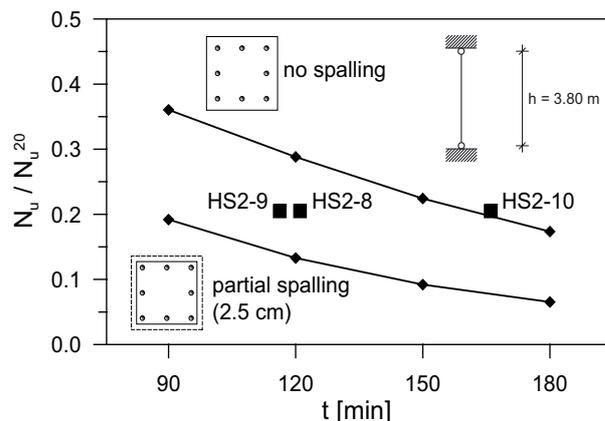


Figura 8 – Pilastri incernierati agli estremi: decadimento della capacità portante adimensionalizzata in funzione della durata di incendio, per due valori di spacco superficiale

4. CONCLUSIONI

Il ben noto ed apprezzato metodo della colonna modello è stato applicato allo studio dell'instabilità di pilastri in calcestruzzo ad alta resistenza, con estremi incastrati o incernierati, con l'obiettivo di indagare la riduzione dei domini di interazione M-N in condizioni di incendio, per effetto dell'instabilità. Sono state poi simulate numericamente alcune prove sperimentali, molto ben documentate, effettuate su pilastri con estremi incastrati o incernierati.

Se la riscontrata riduzione dei domini di interazione per pilastri in calcestruzzo ad alta resistenza conferma quanto già noto per calcestruzzi ordinari, la modellazione pone una serie di questioni, in virtù del fatto che i valori sperimentali della capacità portante risultano sistematicamente inferiori alle previsioni numeriche. Le ragioni di tali differenze potrebbero essere dovute: (a) a possibili eccentricità inintenzionali, oppure imperfezioni preesistenti nell'elemento in prova (in particolare per i pilastri incastrati, caratterizzati da un carico teoricamente centrato); e (b) allo spacco superficiale, inevitabile in qualsiasi elemento realizzato con calcestruzzo ad alta resistenza, a meno che vengano aggiunte alla miscela fibre polimeriche (non presenti nei calcestruzzi in questione).

Nei pilastri ad estremi incastrati esaminati in questo lavoro, l'eccentricità inintenzionale da mettere in conto per ottenere un buon accordo tra simulazioni numeriche e valori sperimentali assume valori decisamente elevati ($1/5 \div 1/4$ del lato della sezione). Di conseguenza, una questione aperta è se

l'eccentricità inintenzionale da sola possa spiegare la riscontrata differenza tra i valori di capacità portante valutati per via numerica e quelli misurati sperimentalmente, o se non si debba tenere conto di altri fenomeni (quali lo spacco superficiale). Effettivamente, la messa in conto dello spacco del copriferro sotto forma di riduzione uniforme della sezione resistente consente di ottenere un buon accordo tra i valori numerici e quelli sperimentali; ciò a condizione di ammettere valori piuttosto marcati di riduzione della sezione, sino all'espulsione completa del copriferro netto. Tale ipotesi potrebbe sembrare molto (o addirittura troppo) conservativa; tuttavia, l'aspetto del pilastro HS2-4 (Figura 9 [13]) al termine delle prove sperimentali sembrerebbe testimoniare un fenomeno di spacco superficiale molto marcato e addirittura superiore al copriferro netto.



Figura 9 - Pilastro HS2-4 al termine della prova [13]

Nelle 3 colonne incernierate considerate in questo studio, l'eccentricità inintenzionale sembra avere un ruolo minore, mentre – una volta di più – è lo spacco superficiale a farla da padrone, in quanto anche valori contenuti di spacco (meno di metà del copriferro netto) consentono di valutare in maniera pressoché esatta la riduzione di capacità portante in 2 casi su 3 (nel terzo caso, il limite di capacità portante viene raggiunto per durate di incendio più elevati, senza fenomeni di spacco).

Concludendo, le eccentricità inintenzionali (dovute in gran parte alle disomogeneità superficiali), lo spacco superficiale, e la deleteria sinergia tra questi due fenomeni sono tra i fattori dominanti per la stabilità dei pilastri in presenza di incendio. Sfortunatamente, le loro entità sono sempre abbastanza imprevedibili e in generale non sono adeguatamente monitorate durante le prove. Tuttavia, limitatamente ai casi esaminati, lo spacco superficiale sembra dare una spiegazione più convincente alla riscontrata discrepanza tra i valori di capacità portante numerici e quelli sperimentali. Tale considerazione può essere di aiuto per i progettisti, che, con la messa in conto di un limitato spacco superficiale, possono ottenere valutazioni della capacità portante a favore di sicurezza.

BIBLIOGRAFIA

- [1] RIVA P. (2008) - "Structural behavior of continuous beams and frames", *fib Bulletin 46 "Fire Design of Concrete Structures"*, edited by the fib TG 4.3, pp.33-54.
- [2] BIONDINI F. e NERO A. (2006) - Nonlinear Analysis of Concrete Structures Exposed to Fire. *Proceedings of the 2nd International fib Congress*, Napoli (Italy), 5-8 June 2006, Vol. 2, pp. 230-231 (full paper on CD).
- [3] HUANG Z., BURGESS I.W. e PLANK R.J. (2003) - "Modeling Membrane Action of Concrete Slabs in Composite Buildings in Fire. Part I: Theoretical Development", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No. 8, pp. 1093-1102.
- [4] HUANG Z., BURGESS I.W. e PLANK R.J. (2003) - "Modeling Membrane Action of Concrete Slabs in Composite Buildings in Fire. Part II: Validation", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No. 8, pp. 1103-1112.
- [5] D.M.LL.PP. 9/1/1996 (1996) - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche", pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n°29 del 5 Febbraio 1996.
- [6] EN1992-1-1 (2004) - *Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Dicembre 2004, 225 pp.
- [7] BAMONTE P., GAMBAROVA P.G. e MEDA A. (2008) - "Today's Concretes Exposed to Fire – Test Results and Sectional Analysis", *Structural Concrete*, Vol.9, No.1, March 2008, pp.19-30.
- [8] EN1992-1-2 (2004) - *Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-2: General rules – Structural Fire Design*, Dicembre 2004, 97 pp.
- [9] BUCHANAN A.H. (2001) - *Structural Design for Fire Safety*, John Wiley & Sons.
- [10] LIE T.T. e IRWIN R.J. (1988) - "Method to Calculate the Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns with Rectangular Cross Section", *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 1, pp. 52-60.
- [11] LIE T.T. e CELIKKOL B. (1991) - "Method to Calculate the Fire Resistance of Circular Reinforced Concrete Columns", *ACI Materials Journal*, V. 88, No. 1, pp. 84-91.
- [12] BAMONTE P. e MEDA A. (2008) - "Sectional Analysis", *fib Bulletin 46 "Fire Design of Concrete Structures"*, edited by the fib TG 4.3.
- [13] KODUR V. e McGRATH R. (2006) – "Effect of Silica Fume and Lateral Confinement on Fire Endurance of High Strength Concrete Columns", *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 33, pp. 93-102.
- [14] DOTREPPE J.-C., FRANSSSEN J.-M. e VANDERZEYPEN Y. (1999), "Calculation Method for Design of Reinforced Concrete Columns under Fire Conditions", *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 1, pp.9-20.

CALIBRAZIONE SPERIMENTALE DI UN MODELLO DI DELAMINAZIONE FRP-CALCESTRUZZO

Antonio Bilotta, Marco Di Ludovico, Emidio Nigro

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Napoli “Federico II”, Napoli

SOMMARIO

Le principali relazioni analitiche che forniscono una previsione del carico di delaminazione dei rinforzi in FRP applicati su superfici di calcestruzzo sono tarate mediante un fattore calibrato su risultati di prove sperimentali. I risultati di una campagna sperimentale costituita da 12 prove di tipo SST condotte su lamine e tessuti, inseriti in un ampio database messo a punto attraverso la selezione di diversi dati sperimentali presenti in letteratura, hanno consentito di ricalibrare il valore del fattore sperimentale k_G presente nelle relazioni di progetto fornite dalle linee guida italiane CNR-DT200/2004. La calibrazione è stata effettuata mediante due metodi; dall’analisi dei risultati è emersa l’opportunità di adottare nelle relazioni di progetto due differenti valori di k_G nel caso di rinforzo con lamine o tessuti.

SUMMARY

Main analytical relationships predicting debonding load of FRP reinforcements applied on concrete surface are refined by means of an factor calibrated on experimental tests results. The results of 12 Single Shear Test (SST) FRP-concrete bond tests have been joined with the main experimental results available in literature. The database allowed refining the experimental factor value k_G reported in design relationships provided by the Italian guideline CNR DT 200/2004 by means of two calibrating methods: the results obtained have been analyzed and discussed; outcomes showed that two different k_G values should be adopted in the design relationships for sheets and plates, respectively.

1. INTRODUZIONE

Il rinforzo di strutture esistenti in calcestruzzo armato (c.a.) mediante l’applicazione esterna di compositi in polimeri fibrorinforzati (FRP) è diventata una tecnica universalmente utilizzata. La delaminazione del rinforzo in FRP rappresenta un aspetto chiave nella progettazione di tali interventi di rinforzo: in particolare il fenomeno di delaminazione intermedia [1] tra calcestruzzo e rinforzo esterno è spesso la modalità di rottura che determina il valore della deformazione nell’FRP da assumersi per il progetto del rinforzo a flessione.

Numerosi modelli teorici basati sulla meccanica della frattura sono stati sviluppati per stimare il carico di delaminazione di rinforzi in FRP applicati su superfici di calcestruzzo ([2][3][4][5]). Le principali espressioni analitiche per prevedere il carico di delaminazione dell’FRP dipendono sia dalla rigidità, dalla larghezza e dalla lunghezza di ancoraggio del rinforzo in FRP che dalla larghezza e dalla resistenza dell’elemento di calcestruzzo da rinforzare.

Numerose campagne sperimentali sono state condotte al fine di validare e rifinire le relazioni di progetto disponibili ([6],[7],[8]): Single Shear Test (SST), Double Shear Test (DST) e Beam Test (BT) sono le principali tipologie di test adottate per valutare sperimentalmente sia il carico di

delaminazione dell’FRP che l’influenza di diversi parametri geometrico-meccanici.

Nella presente memoria sono riportati i risultati di una campagna sperimentale costituita da 12 prove di tipo SST condotte su lamine e tessuti; i risultati ottenuti sono stati inseriti in un ampio database messo a punto attraverso la selezione di diversi dati sperimentali presenti in letteratura [5],[9]-[18]. La selezione dei dati è stata effettuata con l’obiettivo di verificare la bontà delle previsioni teoriche ottenute attraverso le relazioni fornite dalle linee guida CNR-DT200/2004 [7]. Due differenti procedure di calibrazione del valore del fattore sperimentale k_G utilizzato nelle relazioni fornite da tali linee guida sono brevemente richiamate e applicate facendo riferimento al database messo a punto ([19],[20],[21],[22]).

2. CALCOLO DEL CARICO DI DELAMINAZIONE TEORICO: CNR-DT200/2004

Il carico di delaminazione teorico può essere ottenuto mediante l’utilizzo dell’espressione fornita nelle Istruzioni CNR-DT200/2004 [7], basata sul modello proposto da Nigro e Savoia [19], [20]:

$$P_{theor} = b_f \sqrt{2E_f t_f k_G \beta_l k_b \frac{\sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{\gamma_c} \frac{1}{\gamma_{f,d}}} \quad (1)$$

dove:

- b_f , t_f e E_f sono rispettivamente la larghezza, lo spessore e il modulo di Young dell'FRP;
- $k_G = 0.03$ è un fattore del modello di delaminazione calibrato su risultati di prove sperimentali;
- β_l è un fattore riduttivo che tiene conto dell'influenza della lunghezza di ancoraggio, l_b , del rinforzo in FRP;

$$\beta_l = \frac{l_b}{l_e} \left(2 - \frac{l_b}{l_e} \right) \text{ se la lunghezza di ancoraggio efficace}$$

$$l_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 f_{ctm}}} \text{ è maggiore di } l_b, \text{ altrimenti } \beta_l = 1;$$

- k_b è un fattore che tiene conto dell'influenza del rapporto fra b_f e b_c (larghezza dell'elemento di calcestruzzo) sul fenomeno di delaminazione:

$$k_b = \sqrt{\left(2 - \frac{b_f}{b_c} \right) / \left(1 + \frac{b_f}{b_c} \right)} \geq 1 \quad \text{con} \quad \frac{b_f}{b_c} \geq 0.33;$$

- f_{ck} e f_{ctm} sono rispettivamente il valore caratteristico della resistenza cilindrica a compressione e il valore medio della resistenza a trazione;
- γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo e $\gamma_{f,d}$ è il coefficiente parziale di sicurezza che tiene conto del fenomeno di delaminazione dell'FRP.

In tali relazioni le tensioni sono espresse in MPa e le lunghezze in mm.

3. CAMPAGNA SPERIMENTALE

Diverse tipologie di test set-up sono state utilizzate nel passato per determinare la resistenza di aderenza all'interfaccia FRP calcestruzzo. Studi numerici e sperimentali hanno mostrato che diversi test set-up possono cambiare significativamente il risultato.

Ciò nonostante ad oggi non è stato ancora raggiunto un consenso su una procedura di prova standard. L'esame dei risultati sperimentali ottenuti attraverso la procedura di prova Single Shear Test (SST) ha tuttavia mostrato che tale set-up di prova è più affidabile del Double Shear Test (DST) e del Beam Test (BT).

Pertanto il set-up SST è stato scelto e adottato dagli autori nella campagna sperimentale descritta nella presente memoria.

Si è proceduto ad effettuare dodici prove SST su lamine e tessuti in CFRP (sei per ogni tipo di rinforzo) applicate su due facce longitudinali di sei prismi di calcestruzzo.

Le caratteristiche meccaniche delle lamine e dei tessuti utilizzati nella campagna sperimentale sono stati forniti dal produttore: $E_f = 170$ GPa e $E_f = 230$ GPa per lamine e tessuti rispettivamente, e la deformazione ultima $\varepsilon_{fu} = 2\%$ per entrambi. La miscela di calcestruzzo per la realizzazione dei prismi è stata definita con l'intento di ottenere una bassa resistenza a compressione per meglio simulare le applicazioni su elementi strutturali esistenti che hanno necessità di essere rinforzati. Le prove di schiacciamento su tre cubetti sono state effettuate a 28 giorni dal getto: la resistenza media è risultata essere pari a $R_{cm} = 21.23$ MPa (ovvero la resistenza media cilindrica $f_{cm} = 0.83R_{cm} = 25.58$ MPa).

Prima di applicare il rinforzo in FRP, la superficie di calcestruzzo è stata trattata, sia attraverso l'uso di carta vetrata per eliminare il lattime di cemento, che mediante l'applicazione del primer per consolidare la superficie di calcestruzzo.

Le prove di aderenza sono state eseguite con una macchina di prova con serraggio idraulico (vedi Fig. 1).



Figura 1 - Set-up di prova

Per garantire un adeguato serraggio nelle ganasce della macchina di prova sono state installate coppie di piastrine metalliche all'estremità del rinforzo in FRP. Infine numerosi estensimetri sono stati applicati lungo il rinforzo per misurarne le deformazioni assiali durante la prova. I risultati sperimentali sono sintetizzati in Tabella 1.

Tabella 1 - Valori del carico di delaminazione sperimentale (12 SST tests)

FRP	l_b mm	Provino	P_{max} kN	$P_{max,Mean}$ kN
Tessuti $t_f = 0.16$ mm $b_f = 100$ mm	100	SM7	19.40	20.79
		SM8	20.38	
	50	SM9	22.60	
		SM13	16.88	
		SM14	21.19	19.03
Lamine $t_f = 1.4$ mm $b_f = 50$ mm	250	SM15	19.02	18.77
		PM7	19.02	
	125	PM8	19.84	
		PM9	17.46	
		PM13	19.46	
PM14	19.30	19.83		
PM15	20.73			

4. DATABASE DI RISULTATI SPERIMENTALI

I risultati delle 12 prove SST condotte sui tessuti e sulle lamine in CFRP sono stati uniti ad un database di riferimento di 262 risultati di prove SST utile per lo sviluppo e la calibrazione di espressioni analitiche.

I dati disponibili sono stati attentamente selezionati al fine di escludere quelli relativi a prove durante le quali una non perfetta applicazione del rinforzo in FRP o imperfezioni di set-up sono state evidenziate da rotture anomale (rottura del prisma di calcestruzzo o peeling superficiale).

Inoltre sono stati considerati solo i risultati di prove condotte su rinforzi in CFRP applicati con una lunghezza di ancoraggio $l_b > l_e$ (con l_e calcolata secondo le prescrizioni delle Istruzioni CNR-DT200/2004) al fine di selezionare dati sperimentali di prove il cui esito non fosse influenzato da una insufficiente lunghezza di ancoraggio ($\beta_1 = 1$) (Brosens et al. [23]).

Infine non sono state considerate le prove in cui i tessuti sono stati applicati in due o più strati. Pertanto, a valle di tale selezione i valori del carico di delaminazione considerati si sono ridotti a un numero di 127 provenienti da prove di tipo SST (vedi Tabella 2).

Un confronto fra i valori del carico sperimentale di delaminazione e le previsioni teoriche ottenute attraverso l'Eq. (1) è riportato in Figura 2. Nel calcolo di P_{theor} (Eq. (1)) è stato assunto $k_G = 0.064$ (vedi CNR-DT200/2004 - Appendice B [7]), un valore medio della resistenza a compressione del calcestruzzo ($f_c = f_{cm}$), e coefficienti parziali di sicurezza $\gamma_{f,d} = \gamma_c = 1$. La Figura 2 mostra che i valori del carico di delaminazione relativi ai test condotti sulle lamine (triangoli) sono più dispersi di quelli relativi ai provini rinforzati utilizzando i tessuti (cerchi). La dispersione dei dati è confermata dal valore dell'indice di determinazione $R^2=0.59$. I 12 valori del carico di delaminazione registrati durante i test riportati nella presente memoria sono evidenziati con punti pieni.

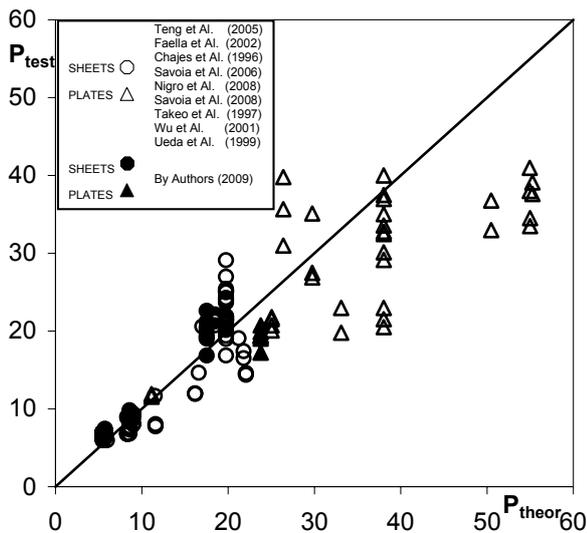


Figura 2 - Previsioni teoriche Vs risultati sperimentali CNR-DT200/2004 [7] - $k_G = 0.064$; $R^2 = 0.59$

5. CALIBRAZIONE DEL COEFFICIENTE k_G

La calibrazione del k_G per il calcolo teorico del carico di delaminazione è stato effettuata utilizzando due metodi: il Metodo I è basato sulla procedura proposta da Nigro e Savoia [19], [20] che è stata già utilizzata per la calibrazione delle relazioni di progetto fornite dalle Istruzioni CNR-DT200/2004 [7] con riferimento però ad un database ridotto di risultati sperimentali; il Metodo II segue la procedura proposta nel testo dell'Eurocodice EN1990 [21] che è stata già investigata e discussa in Alessandri et Al. [22].

Di seguito, le due metodologie di calibrazione sono state brevemente richiamate e applicate sul campione di 127 risultati sperimentali raccolti nel database in Tabella 2: i valori del coefficiente k_G proposti nelle Istruzioni CNR-DT200/2004 [7] sono dunque stati confrontati con i valori ottenuti sulla base di più numerosi e recenti risultati sperimentali.

Il Metodo II, inoltre, è stato applicato su due diversi campioni relativi a prove eseguite solo su tessuti (87) o solo su lamine (40).

5.1. Metodo I

In base a tale metodo, con riferimento a ciascuna prova sperimentale, il valore di k_G può essere calcolato utilizzando la seguente espressione:

$$k_G = P_{\max}^2 / \left(b_f^2 \cdot 2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot k_b \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}} \right) \quad (2)$$

Assunta una distribuzione normale per i valori di k_G ottenuti mediante la (2) con riferimento agli n-test, il valore medio $k_{G,M}$ (percentile al 50%), la deviazione standard σ , il coefficiente di variazione CoV e il percentile al 5% $k_{G,5\%}$ possono essere ottenuti attraverso semplici relazioni statistiche. Sulla base del database riportato in Tabella 2 relativo a 127 prove SST su tessuti e lamine sono stati ottenuti i seguenti valori: $k_{G,M} = 0.066$, $\sigma = 0.027$, CoV = 40% and $k_{G,5\%} = 0.022$.

5.2. Metodo II

Il modello di resistenza può essere espresso come:

$$P_{th} = b \cdot g_t(\underline{X}) \quad (3)$$

dove $g_t(\underline{X}) = b_f \cdot k_b \cdot \sqrt{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \sqrt{f_c \cdot f_{ctm}}}$ è il modello di resistenza teorico (avendo assunto $\beta_1 = 1$), funzione del vettore $\underline{X} = \{E_f, t_f, b_f, k_b, f_c, f_{ctm}\}$ contenente le principali variabili che possono influenzare in maniera diretta il modello. Il termine $b = \sqrt{k_G}$ è il fattore correttivo che tiene conto di tutte le variabili non incluse nella relazione del modello teorico; tale fattore migliora l'accuratezza del modello teorico minimizzando la differenza tra i valori teorici e quelli sperimentali. Esso è ottenuto attraverso una regressione lineare con il metodo dei minimi quadrati. Per ciascuna prova si può valutare l'errore del modello $\delta_i = P_{exp,i} / P_{th,i}$, e un modello di resistenza che include tale errore δ può essere infine scritto come:

$$P = \delta \cdot P_{th} = \delta \cdot b_f \cdot k_b \cdot \sqrt{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot k_G \cdot \sqrt{f_c \cdot f_{ctm}}} \quad (4)$$

Tabella 2 - Valori dei carichi di delaminazione sperimentali (127 prove SST)

Ref.	Provino	Carico di delaminazione [kN]	Ref.	Provino	Carico di delaminazione [kN]	Ref.	Provino	Carico di delaminazione [kN]
Teng et Al. [9] (2005)	I-6	5.96	Nigro et Al. [14] (2008)	PM1	20.10	Takeo et Al. [16] (1997)	1-11	8.75
	I-7	5.95		PM2	21.78		1-12	8.85
	I-8	6.68		PM3	20.71		1-21	9.30
	I-9	6.35		PC4	21.55		1-22	8.50
	I-14	6.19		SM1	21.41		1-31	9.30
	I-15	6.27		SM2	21.81		1-32	8.30
	I-16	7.03		SM3	21.24		1-41	8.05
	II-4	7.02		SC4	21.69		1-42	8.05
	II-5	7.07		SC5	20.74		1-51	8.45
	II-6	6.98		SC6	22.11		1-52	7.30
	III-1	5.94		V12A	40.00		2-13	7.75
	III-2	11.66		V9A	37.00		2-14	7.65
	III-3	14.63	V13A	37.50	2-15		9.00	
	III-4	19.07	V16A	25.10	2-51		9.85	
	VII-3	7.33	V14A	24.27	2-52		9.50	
	VII-4	6.49	V17A	25.19	2-61		8.80	
	VII-5	7.07	V14B	27.00	2-62		9.25	
	VII-6	7.44	V16B	21.00	2-71		7.65	
VII-7	7.16	V15B	21.50	2-72	6.80			
VII-8	6.24	V11A	32.77	2-81	7.75			
Faella et Al. [10] (2002)	5 (25)	39.78	V7A	35.01	2-82	8.05		
	11 (25)	31.00	V8A	29.15	2-91	6.75		
	17 (25)	35.65	V24A	25.39	2-92	6.80		
Chajes et Al. [11] (1996)	3	11.92	V26A	21.71	Wu et Al. [17] (2001)	25a	12.00	
	4	11.57	V25A	29.09		25b	11.90	
Savoia et Al. [12] (2006)	1	23.00	V24B	20.45	Ueda et Al. [18] (1999)	Ueda_B1	20.60	
	2	36.75	V25B	21.22	By Authors (2009) (vedi Tabella 1)	PM7	19.02	
	3	19.80	V26B	21.45		PM8	19.84	
	4	33.00	V1a	30.14		PM9	17.46	
	5	34.50	V2a	33.56		SM7	19.40	
	6	33.50	V3a	32.47		SM8	20.38	
	7	37.60	V18a	24.00		SM9	22.60	
	8	39.10	V19a	24.96		PM13	19.46	
	9	41.00	V20a	23.65		PM14	19.30	
	10	38.00	V18b	21.84		PM15	20.73	
	11	16.50	V19b	21.49		SM13	16.88	
	12	17.40	V20b	21.91		SM14	21.19	
	13	14.40	V4b	22.96		SM15	19.02	
	14	14.60	V5b	20.51				
Taljsten [13] (1994)	J200 50	27.50	V6b	21.55				
	J300 50	35.10	V21b	20.82				
	J400 50	26.90	V22b	18.97				
			V23b	20.14				
			V21a	16.85				
			V23a	19.40				

Il valore caratteristico della resistenza del modello P sotto l'ipotesi di distribuzione normale è stato ottenuto come:

$$\begin{aligned}
 P_k &\approx E(P) - 1,64 \cdot [Var(P)]^{0,5} \approx \\
 &\approx E(\delta) \cdot E(P_{th}) - 1,64 \cdot [Var(P)]^{0,5} = \quad (5) \\
 &= P_{th,m} \cdot \delta_m - 1,64 \cdot [Var(P)]^{0,5}
 \end{aligned}$$

dove δ è stata ipotizzata variabile aleatoria con distribuzione normale; per verificare se il modello di errore δ soddisfa questa ipotesi, sono stati condotti alcuni dei principali test statistici riportati in letteratura ([24],[25],[26]).

Assunte le variabili base del modello come statisticamente indipendenti l'Eq. (5) è stata scritta come

$$\begin{aligned}
 P_k &= P_{th,m} \cdot \delta_m \cdot [1 - 1,64 \cdot (0,25 \cdot CV_{Efm}^2 + \\
 &+ 0,0625 \cdot CV_{fcm}^2 + 0,0625 \cdot CV_{fctm}^2 + \\
 &+ CV_{\delta m}^2)]^{0,5} \quad (6)
 \end{aligned}$$

Poiché i risultati delle prove sperimentali non permettono di definire i valori dei coefficienti di variazione CV_{fc} , CV_{fct} e CV_{Ef} per le variabili f_c , f_{ct} ed E_f rispettivamente, sono stati assunti dei valori nominali di tali coefficienti in accordo con risultati provenienti da prove reperite in letteratura [11] e le relazioni di progetto del EN 1992-1-1 [12]:

$$\begin{aligned}
 (Var(f_c))^{0,5} &= 4,88; \\
 (Var(f_{ct}))^{0,5} &= 0,183 \cdot f_{ctm}; \\
 (Var(E_f))^{0,5} &= 0,05 E_{fm}.
 \end{aligned}$$

In questo modo il valore caratteristico del fattore k_G può essere ottenuto come $k_{G,5\%} = k_{G,m} \frac{P_k}{P_{th,m} \cdot \delta_m}$

Sulla base della stessa popolazione di dati utilizzata nell'applicazione del Metodo I, il Metodo II fornisce i seguenti valori: $k_{G,M} = 0,047$, $\sigma = 0,011$, $CoV = 23\%$ and $k_{G,5\%} = 0,030$.

La procedura di calibrazione è stata ripetuta raddoppiando i valori nominali dei coefficienti di variazione delle variabili f_c , f_{ct} e E_f : i valori di k_G ottenuti in tal modo non sono particolarmente influenzati da questa assunzione poiché il coefficiente di variazione dell'errore δ influenza i risultati della procedura di calibrazione più dei coefficienti di variazione dei materiali.

5.3. Analisi dei risultati

In Tabella 3 sono riportati i valori di $k_{G,m}$, σ , Cov e $k_{G,5\%}$ riportati nelle CNR-DT200/2004 [7] e quelli ottenuti mediante il Metodo I e il Metodo II. È opportuno ricordare che il Metodo I e il Metodo II sono stati applicati sullo stesso campione di 127 risultati sperimentali, ampliato rispetto a quello esistente quando è stata effettuata la calibrazione reperita dalle CNR-DT200/2004 [7].

Dal confronto si può notare che il valore medio, $k_{G,m}$, fornito dal Metodo I è molto simile a quello proposto dalle CNR-DT200/2004 [7], mentre il percentile al 5%, $k_{G,5\%}$, è

leggermente più basso a causa della maggiore dispersione dei dati sperimentali, legata alla presenza di numerosi risultati di prove eseguite su lamine.

Viceversa il Metodo II fornisce un valore $k_{G,m} = 0,047$ più basso di quello proposto dalle CNR-DT200/2004 [7] ovvero di quello fornito dal Metodo I ma il valore del percentile al 5% $k_{G,5\%} = 0,030$ è più alto di quello fornito dal Metodo I, e prossimo a quello proposto dalle CNR-DT200/2004 [7].

Tabella 3 – Confronto dei valori di k_G ottenuti mediante il Metodo I e il Metodo II con quelli proposti nelle Istruzioni CNR-DT200/2004

	CNR-DT200/2004 [7]	Metodo I	Metodo II
$k_{G,m}$	0.064	0.066	0.047
σ	0.023	0.027	0.011
CoV	36%	40%	23%
$k_{G,5\%}$	0.026	0.022	0.030

La Figura 3 mostra il confronto fra i valori sperimentali del carico di delaminazione (P_{test}) e quelli teorici (P_{theor}) ottenuti attraverso la relazione (1) assumendo il valore del coefficiente k_G tarato con il Metodo I ($k_G=0,066$) sul database ampliato. Il valore dell'indice di determinazione della regressione è uguale a $R^2=0,56$, ovvero molto simile al valore $R^2=0,59$ ottenuto assumendo il valore del coefficiente $k_G = 0,064$ proposto dalle CNR-DT200/2004 [7] (vedi Fig. 2) calibrato sul database ridotto. Si conferma, inoltre, la forte dispersione dei valori sperimentali del carico di delaminazione, soprattutto di quelli relativi alle 40 prove condotte su provini in calcestruzzo rinforzati con lamine (triangoli).

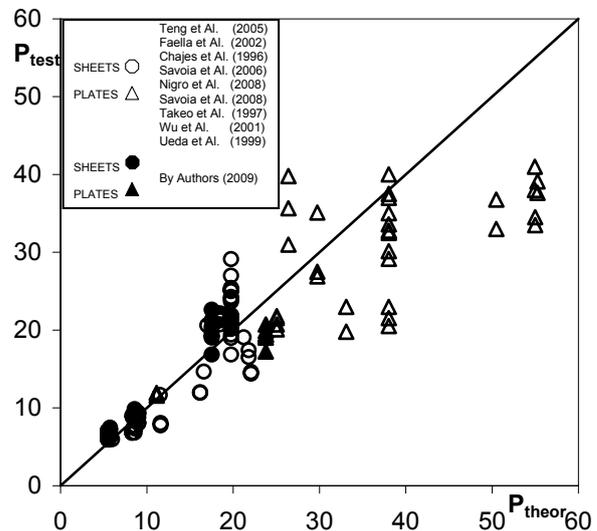


Figura 3 - Previsioni teoriche Vs risultati sperimentali Metodo I - $k_G = 0,066$; $R^2 = 0,56$

La Figura 4 mostra che adottando il fattore k_G fornito dal Metodo II ($k_G=0,047$) le previsioni teoriche sono in grado di approssimare meglio i risultati sperimentali con un valore dell'indice di determinazione pari a $R^2=0,70$.

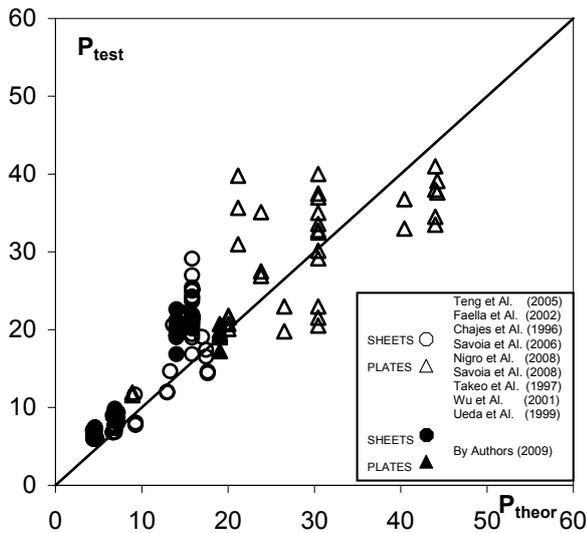


Figura 4 - Previsioni teoriche Vs risultati sperimentali
Metodo II - $k_G = 0.047$; $R^2 = 0.70$

La dispersione dei dati sulle lamine influenza in ogni caso i risultati delle nuove calibrazioni effettuate sia attraverso il Metodo I che il Metodo II e evidenzia l'opportunità di valutare un valore del coefficiente k_G per lamine diverso da quello per tessuti.

5.4. Applicazione del Metodo II su campioni di dati separati per tipologia di rinforzo: Lamine e Tessuti

I dati sperimentali delle prove condotte sui tessuti (87 SST) sono stati infine separati da quelli delle prove eseguite sulle lamine (40 SST) al fine di valutare l'incidenza dell'alta dispersione dei risultati sperimentali relativi ai provini rinforzati con lamine nei confronti della valutazione del k_G . Sulla base dei due campioni di dati così ottenuti, la procedura del Metodo II è stata nuovamente applicata: per tessuti e lamine sono stati ottenuti valori del percentile al 5% del fattore k_G rispettivamente uguali a $k_{G,5\%,S} = 0.050$ e $k_{G,5\%,P} = 0.023$ (vedi Tabella 4). Rispetto al valore ottenuto applicando lo stesso metodo su un unico database ($k_{G,5\%} = 0.030$), il primo valore è significativamente più elevato e consente di migliorare la valutazione della deformazione di delaminazione per i tessuti; il secondo valore invece è penalizzato dalla forte dispersione dei dati. (CoV=26%).

Tabella 4 - Valori di k_G : Tessuti e Lamine

	Metodo II	
	Tessuti 87 prove	Lamine 40 prove
$k_{G,m}$	0.071	0.039
σ	0.013	0.010
CoV	18%	26%
$k_{G,5\%}$	0.050	0.023

6. DEFORMAZIONI DI PROGETTO ALLA DELAMINAZIONE

Utilizzando le relazioni di progetto fornite dalle Istruzioni CNR-DT200/2004 [7], le deformazioni teoriche di delaminazione possono essere ottenute come ($\beta_1 = 1$):

$$\varepsilon_{theor} = \frac{1}{\gamma_{f,d}} \sqrt{\frac{2k_G k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{\gamma_c E_f t_f}} \quad (6)$$

funzione del parametro $E_f t_f / k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}$ contenente le principali caratteristiche geometrico - meccaniche che influenzano il fenomeno di delaminazione.

Al variare della terna di valori ($k_G, \gamma_{f,d}, \gamma_c$) possono essere ottenute diverse curve funzioni di tale parametro. Le due curve che legano le deformazioni teoriche di delaminazione al parametro $E_f t_f / k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}$ relative alle terne ($k_{G,m}, 1, 1$) e ($k_{G,5\%}, 1.2, 1.6$) con i valori di $k_{G,m}$ e $k_{G,5\%}$ ottenuti applicando il Metodo I e il Metodo II (sulla base dello stesso campione di dati, 127 prove SST) sono riportate in Figura 5 e 6 rispettivamente. In ciascuna figura le curve teoriche sono confrontate con i punti rappresentativi delle deformazioni ultime sperimentali di delaminazione e la curva di deformazione di progetto fornita dalle Istruzioni CNR-DT200/2004 [7]. Dai grafici si evince che in entrambi i casi le curve di progetto ottenute differiscono in maniera poco significativa da quella proposta dalle CNR-DT200/2004 [7], nonostante siano state ottenute considerando un campione di dati più ampio.

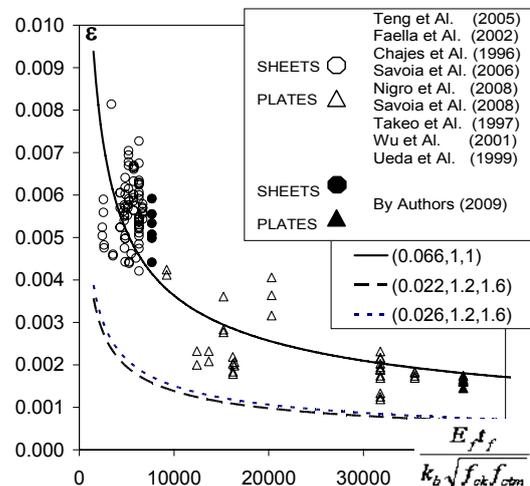


Figura 5 - Confronto dei valori teorici e sperimentali delle deformazioni di delaminazione - Metodo I su 127 dati

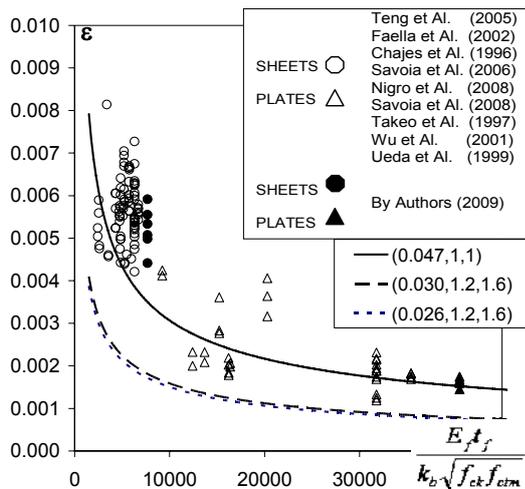


Figura 6 – Confronto dei valori teorici e sperimentali delle deformazioni di delaminazione -Metodo II su 127 dati

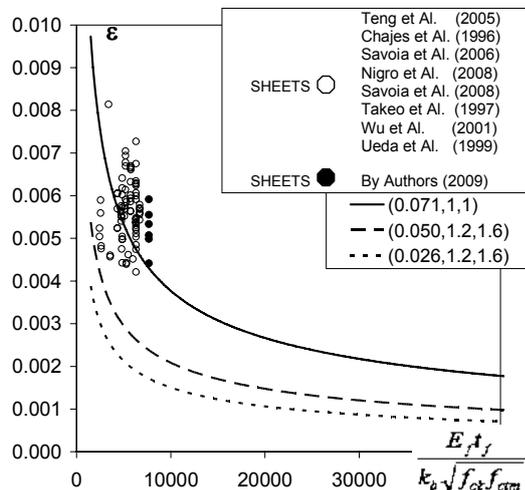


Figura 7 – Confronto dei valori teorici e sperimentali delle deformazioni di delaminazione- Metodo II su 87 dati (Tessuti)

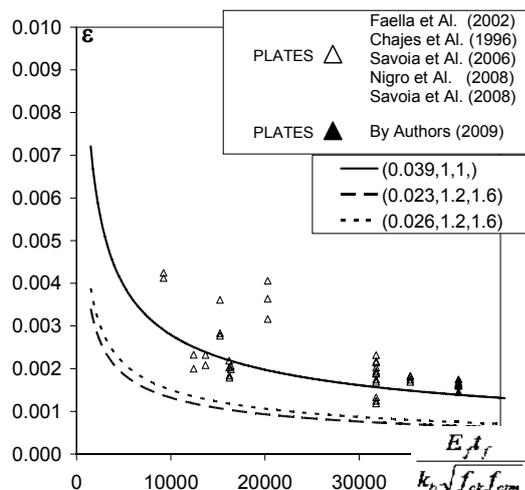


Figura 8 – Confronto dei valori teorici e sperimentali delle deformazioni di delaminazione -Metodo II su 40 dati (Lamine)

Le corrispondenti curve di deformazioni teoriche calcolate facendo riferimento ai valori di $k_{G,m}$ e $k_{G,5\%}$ ottenute applicando il Metodo II, sulla base dei due differenti campioni di dati relativi alle prove eseguite su tessuti (87 SST) e lamine (40 SST) sono riportati in Figura 7 e 8 rispettivamente: nel caso dei tessuti la curva è significativamente più alta di quella proposta dalle CNR-DT200/2004 [7], ovvero consente di assumere in sicurezza valori di deformazione di progetto più elevati; nel caso delle lamine la curva è invece solo leggermente più bassa di quella proposta dalle CNR-DT200/2004 [7].

7. CONCLUSIONI

I risultati di 12 prove di aderenza FRP – calcestruzzo di tipo Single Shear Test (SST) sono stati presentati e inseriti in un ampio database (127 prove di tipo SST) messo a punto attraverso la selezione di diversi dati sperimentali presenti in letteratura.

Il confronto fra i carichi di delaminazione teorici calcolati con le relazioni fornite nelle Istruzioni CNR-DT200/2004 e quelli sperimentali, ha mostrato un buon accordo teorico-sperimentale con riferimento alle prove eseguite sui tessuti ma ha evidenziato una notevole dispersione dei dati relativi alle prove eseguite sulle lamine.

Sulla base del database messo a punto, è stata effettuata una nuova calibrazione del valore del fattore k_G ; dal confronto dei risultati forniti dai due metodi utilizzati per la calibrazione è emerso che:

- il Metodo I conferma che i valori del fattore k_G proposti nelle Istruzioni CNR-DT200/2004 non sono significativamente cambiati al crescere del campione di dati sperimentali;
- il Metodo II fornisce valori del fattore k_G più accurati del Metodo I ($R^2=0.70$ e $R^2=0.56$ rispettivamente) e permette di tenere conto della variabilità delle proprietà dei materiali (i.e. assumendo coefficienti di variazione nominali per i materiali derivati dalla letteratura e dalle relazioni di progetto dei codici di calcolo);
- sulla base di due diversi campioni di riferimento, relativi a prove eseguite su tessuti (87 SST) e lamine (40 SST) rispettivamente, la procedura del Metodo II evidenzia che si possono ottenere valori del k_G significativamente maggiori per i tessuti rispetto alle lamine.

Risulta necessario, pertanto, procedere ad ulteriori investigazioni sperimentali sulle lamine per ridurre la dispersione dei dati sperimentali; sembra, inoltre, evidente l'opportunità di adottare due diversi valori del fattore k_G al fine di prevedere meglio il carico di delaminazione per tessuti e lamine e minimizzare, nel contempo, le differenze tra i risultati sperimentali e le previsioni teoriche.

RINGRAZIAMENTI

Le attività sperimentali presentate nel lavoro sono state sviluppate nell'ambito del progetto di ricerca "Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica" - ReLUIIS (Linea di Ricerca 8) – Progetto Esecutivo 2005-2008.

BIBLIOGRAFIA

- [1] TENG, J.G., SMITH, S.T., YAO, J., CHEN, J.F., (2003) "Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs", *Construction and Building Materials*, 17, 6-7, 2003, pp 447-62.
- [2] FAELLA C., MARTINELLI E., NIGRO E., (2003), Interface Behaviour in FRP Plates Bonded to Concrete: Experimental Tests and Theoretical Analyses, *Proceedings of the 2003 ECI Conference on Advanced Materials for Construction of Bridges, Buildings, and Other Structures III, Davos (Switzerland), 7-12 September*.
- [3] FAELLA C., MARTINELLI E., NIGRO E., (2007), "Direct versus Indirect identification of FRP-to-concrete interface relationships", *Asia-Pacific Conference on FRP in Structures. Hong Kong (China), 12-14 December 2007*.
- [4] SAVOIA M., FERRACUTI B., MAZZOTTI C. (2003), Non linear bond-slip law for FRP-concrete interface. Proceedings of the conference FRPRCS-6, Singapore.
- [5] LU, X.Z., TENG, J.G., YE, L.P AND JIANG, J.J. (2005), Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. *Engineering Structures* 27(6), 920-937.
- [6] ACI 440.2R-02, (2002), *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*, ACI440.2R-02 American Concrete Institute, Farmington Hills.
- [7] CNR-DT 200, (2004), *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening*.
- [8] fib, (2001) *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*. fib Bulletin 14, Technical Report prepared by the Working Party EBR of Task Group 9.3, International federation for Structural Concrete.
- [9] J. YAO, J.G. TENG, J.F. CHEN, (2005) Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints. *Composites: Part B Elsevier* 36:99-113.
- [10] C. FAELLA, E. NIGRO, E. MARTINELLI, M. SABATINO, N. SALERNO, G. MANTEGAZZA, (2002), Aderenza tra calcestruzzo e Lamine di FRP utilizzate come placcaggio di elementi inflessi. Parte I: Risultati sperimentali, XIV Congresso C.T.E., Mantova, 7-8 Novembre 2002.
- [11] M. CHAJES, W. FINCH, T. JANUSZKA, T. THOMSON, (1996), Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete. *ACI structural journal*. 93-S19.
- [12] M. SAVOIA, B. FERRACUTI, (2006), Strengthening of RC structure by FRP: Experimental analyses and numerical modeling. Giugno 2006. DISTART. University of Bologna.
- [13] TÄLJSTEN B. (1994), "Plate bonding: Strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fibre reinforced plastics", Luleå University of Technology, Sweden, 1994.
- [14] E. NIGRO, M. DI LUDOVICO, A. BILOTTA (2008), "FRP-concrete debonding: experimental tests under cyclic actions", The 14th World Conference on Earthquake Engineering . October 12-17, 2008, Beijing, China
- [15] M. SAVOIA, A. BILOTTA, F. CERONI, M. DI LUDOVICO, G. FAVA, B. FERRACUTI, C. MAZZOTTI, E. NIGRO, R. OLIVITO, C. POGGI (2009), "Experimental Round Robin Test on FRP-concrete bonding" *9th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures* Sydney, Australia 13-15 July.
- [16] TAKEO K, MATSUSHITA H, MAKIZUMI T, NAGASHIMA G. (1997), "Bond characteristics of CFRP sheets in the CFRP bonding technique." *Proceedings of Japan concrete institute*, vol. 19, no. 2. June., p. 1599-604.
- [17] WU ZS, YUAN H, HIROYUKI Y, TOSHIYUKI K., (2001), "Experimental/analytical study on interfacial fracture energy and fracture propagation along FRP-concrete interface". *ACI International* SP-201-8. p. 133-52.
- [18] UEDA T, SATO Y, ASANO Y., (1999), "Experimental study on bond strength of continuous carbon fiber sheet." *Proceedings of 4th international symposium on fiber reinforced polymer reinforcement for reinforced concrete structures*, SP-188. Farmington Hills (MI): ACI; p. 407-16.
- [19] E. NIGRO, M. SAVOIA, (2005), "Il fenomeno della delaminazione nel placcaggio con FRP", *Strutture di conglomerato cementizio armato*, L'Edilizia, n. 139.
- [20] B. FERRACUTI, E. MARTINELLI, E. NIGRO, M. SAVOIA, (2007), "Fracture Energy and Design Rules against FRP-Concrete" Debonding, *Proceedings of the 8th FRPRCS Conference*, Patras (Greece), 16-18 July.
- [21] European Committee for Standardization (2002). EN 1990 – Eurocode - Basic of Structural Design.
- [22] ALESSANDRI S., CERONI F., MONTI G., PECCE M., (2008), "Homogenizing the procedures for developing FRP debonding strength models", *Challenges for Civil Construction - Torres Marques et al.* (Eds) FEUP, Porto.
- [23] K. BROSENS, D. VAN GEMERT, L. VANDEWALLE, (2001), "Anchorage of externally bonded steel plates and CFRP laminates for the strengthening of concrete elements", *Faculteit Toegepaste Wetenschappen, Katholieke Universiteit Leuven*.
- [24] P. ERTO (2008), "Probabilità e statistica per le scienze e l'ingegneria seconda edizione". McGraw-Hill
- [25] G. AUGUSTI, A. BARATTA, F. CASCIATI, "Probabilistic Methods in Structural Engineering". Chapman and Hall
- [26] A. H-S ANG, W. H. TANG, "Probability Concepts in Engineering Planning and Design Volume I – Basic Principles", Wiley
- [27] DI LUDOVICO M., PISCITELLI F., PROTA A., LAVORGNA M., MANFREDI G., AND MENSITIERI G. "CFRP Laminates Behavior at Elevated Temperature", *Proc. of the 7th International Conference on Composite Science and Technology, January 20-22, 2009 - Sharjah, United Arab Emirates*.
- [28] European Committee for Standardization (2004). EN 1992-1-1 – Eurocode 2 - Design of Concrete Structures

ANALISI DI DURABILITÀ E VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI UN INTERVENTO DI RIPARAZIONE STRUTTURALE DELL'ISTITUTO MARCHIONDI SPAGLIARDI

Fabio Biondini, Pier Giorgio Malerba

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

SOMMARIO

La memoria presenta i risultati di uno studio preliminare per la valutazione delle prestazioni nel tempo e degli effetti di un eventuale intervento di riparazione di uno degli esempi più significativi dell'architettura italiana del dopoguerra. Il complesso è costituito da sette edifici realizzati in calcestruzzo armato con la tecnica del béton brut, ovvero con calcestruzzo a vista e senza rifiniture. Dopo molti anni di abbandono, gli edifici sono al momento dismessi ed in uno stato di avanzato degrado, con tracce estese di espulsione del copriferro e corrosione delle armature su gran parte degli elementi strutturali. Lo studio viene condotto a livello sezionale mediante una metodologia per l'analisi non lineare nel tempo di strutture in calcestruzzo armato soggette all'attacco diffusivo di agenti aggressivi. Le prestazioni strutturali nel tempo vengono esaminate in forma sia deterministica, sia probabilistica, ponendo a confronto l'evoluzione dello stato della struttura senza e con intervento di riparazione. Il confronto dei risultati ottenuti fornisce una base di riferimento a supporto del processo decisionale per la definizione della strategia di intervento più appropriata.

SUMMARY

This paper presents the results of a preliminary study aimed to investigate the lifetime performance, as well as the effects of a structural repair, of one of the most significant examples of the Italian postwar architecture. The building complex consists of reinforced concrete frame structures realized by using béton brut, that is concrete left unfinished or roughly-finished after pouring and left exposed visually. After many years of disrepair, such buildings are at present dismissed and in a state of severe damage, with extensive concrete spalling and steel corrosion. The study is developed at the cross-sectional level by using a procedure for lifetime nonlinear analysis of concrete structures subjected to diffusive attacks from external aggressive agents. Based on this procedure, both the deterministic and probabilistic time-variant structural performance are analyzed with respect to proper indicators considering two separate cases: without and with repair intervention. The comparison of the results is expected to support the decision making process in the selection of the most appropriate repair strategy.

1. INTRODUZIONE

L'Istituto Marchiondi Spagliardi a Milano è stato progettato dall'architetto Vittoriano Viganò ed è considerato l'esempio italiano dell'architettura neobrutalista, caratterizzata dall'uso del béton brut, ovvero del calcestruzzo a vista senza rifiniture, e da una particolare enfasi stilistica attribuita all'assemblaggio ed all'intersezione degli elementi che formano l'insieme strutturale (Figura 1).

Il complesso Marchiondi Spagliardi si compone di sette edifici realizzati fra il 1953 e il 1957. Dopo molti anni di abbandono, tali edifici sono al momento dismessi ed in uno stato di avanzato degrado, con tracce estese di espulsione del copriferro e corrosione delle armature su gran parte degli elementi strutturali (Figura 2). Si pone pertanto il problema della caratterizzazione dello stato attuale di degrado e della previsione della sua evoluzione nel tempo per la definizione della strategia di riparazione più appropriata.

In questo lavoro si presentano i risultati di uno studio preliminare per la valutazione delle prestazioni nel tempo e degli effetti di un eventuale intervento di riparazione delle strutture dell'Istituto Marchiondi Spagliardi. Lo studio viene svolto a livello sezionale con riferimento ad uno dei pilastri esterni dell'edificio principale (Figure 2, 3) mediante una metodologia generale per l'analisi non lineare nel tempo di strutture in calcestruzzo armato soggette all'attacco diffusivo di agenti aggressivi, come solfati e cloruri [1], [2].

Le prestazioni strutturali nel tempo vengono esaminate in forma sia deterministica, sia probabilistica, considerando due diversi scenari. Nel primo scenario la struttura si considera esposta al degrado senza alcuna manutenzione. Nel secondo scenario si mettono invece in conto gli effetti di un intervento di riparazione finalizzato a contrastare la libera evoluzione del degrado. Il confronto dei risultati ottenuti fornisce una base di riferimento a supporto del processo decisionale per la definizione della strategia di intervento più appropriata.



Figura 1 – Le strutture dell'Istituto Marchiondi Spagliardi [6]



Figura 2 – Degradamento dei pilastri esterni dell'edificio principale

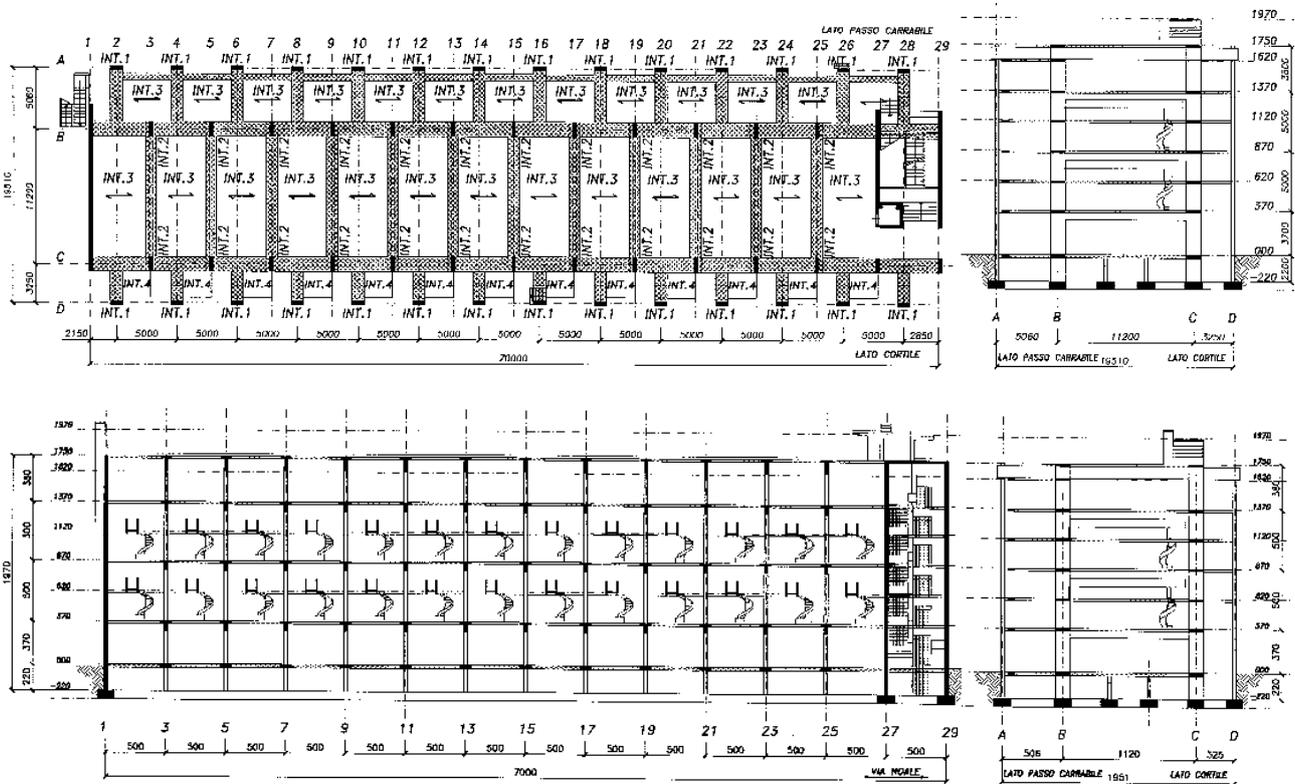


Figura 3 – Pianta e sezioni dell'edificio principale dell'Istituto Marchiondi Spagliardi

2. ANALISI DELLE PRESTAZIONI NEL TEMPO

Si studia l'evoluzione delle prestazioni nel tempo a livello sezionale per uno dei pilastri esterni dell'edificio principale (Figura 3). Le caratteristiche geometriche e di armatura della sezione sono mostrate in Figura 4.a. Per i materiali si assume una resistenza a compressione del calcestruzzo $f_c=35$ MPa ed una tensione di snervamento dell'acciaio $f_{sy}=400$ MPa.

Si valutano le prestazioni della sezione nei primi 100 anni di vita considerando due diversi scenari evolutivi. Nel primo scenario si consente la libera evoluzione del degrado, senza l'attuazione di alcuna manutenzione. Nel secondo scenario si prevede un intervento di riparazione dopo 50 anni di vita. L'intervento è descritto in Figura 4.b e consiste nelle seguenti operazioni [3], [4]:

- (1) demolizione dello strato di calcestruzzo copriferro;
- (2) integrazione dell'armatura esistente con dieci nuove barre $\varnothing=18$ mm con tensione di snervamento $f_{sy}=500$ MPa;
- (3) ripristino dello strato di copriferro con un calcestruzzo di resistenza a compressione $f_c=45$ MPa;
- (4) applicazione di una speciale malta cementizia traspirante verso l'esterno ed impermeabile verso l'interno.

Con tale intervento l'ingresso di sostanze aggressive risulta impedito ed il degrado può svilupparsi solo a causa delle sostanze già presenti all'interno dell'elemento.

In entrambi gli scenari esaminati la sezione si considera soggetta all'attacco diffusivo di un agente aggressivo disposto sul perimetro esterno con concentrazione costante $C(t)=C_0$. Il processo diffusivo viene descritto mediante le leggi di Fick [5] e la soluzione numerica del problema si ottiene con l'ausilio di una speciale classe di algoritmi evolutivi denominati automi cellulari [8]. Per i dettagli del metodo, che tiene conto anche degli effetti stocastici nel processo diffusivo, si veda [1]. La Figura 5.a mostra la griglia dell'automa cellulare e la disposizione dell'agente aggressivo. (b) Celle di calcestruzzo e barre di armatura monitorate (Figura 6)

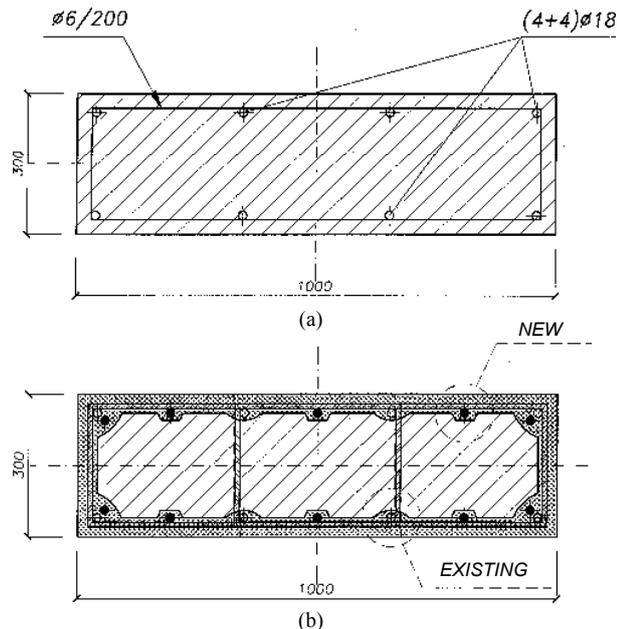
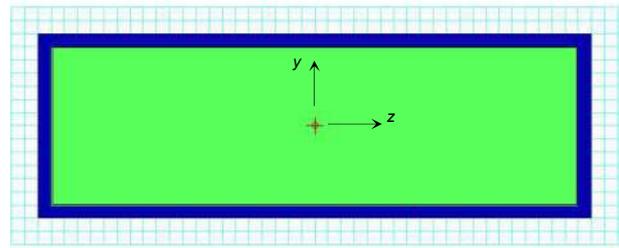
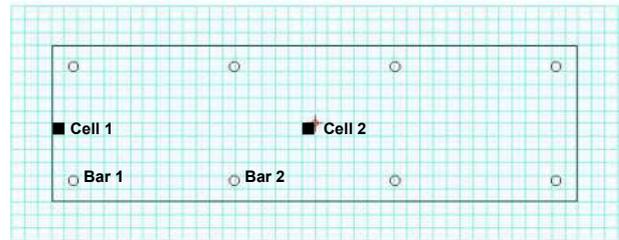


Figura 4 – (a) Caratteristiche della sezione prima dell'intervento. (b) Dettagli dell'intervento di riparazione con sostituzione dello strato di calcestruzzo copriferro e integrazione delle barre di armatura



(a)



(b)

Figura 5 – (a) Griglia dell'automa cellulare, sistema di riferimento e disposizione dell'agente aggressivo. (b) Celle di calcestruzzo e barre di armatura monitorate (Figura 6)

Nel modello gli effetti dell'intervento di riparazione sono messi in conto a partire dall'istante della sua attuazione (a) assumendo uno stato iniziale non danneggiato per lo strato di calcestruzzo riparato e le barre di armatura integrative e (b) posizionando una barriera diffusiva lungo il perimetro esterno della sezione. Con riferimento ad una diffusività del calcestruzzo $D=10^{-11}$ m²/sec, le mappe di concentrazione di Figura 6 mostrano l'evoluzione del processo diffusivo per i due scenari esaminati, senza e con intervento di riparazione. Il confronto fra la Figura 6.a e la Figura 6.b conferma l'efficacia dell'intervento nel contrastare il processo diffusivo.

L'evoluzione del degrado indotta dalla diffusione viene descritta con una progressiva riduzione dell'area resistente della matrice di calcestruzzo e delle barre di armatura ed adottando, per entrambi i materiali, un legame lineare fra velocità di degrado e concentrazione dell'agente aggressivo. Il modello lineare consente ad esempio di riprodurre con buona approssimazione il legame fra velocità di corrosione e concentrazione di solfati e cloruri [7]. Per i coefficienti di proporzionalità q_c e q_s che definiscono la velocità di degrado si pone $q_c=(C_c\Delta t_c)^{-1}$ e $q_s=(C_s\Delta t_s)^{-1}$, dove C_c e C_s rappresentano i valori di concentrazione costante che porterebbero ad un completo degrado dei materiali, calcestruzzo e acciaio, dopo un intervallo temporale pari rispettivamente a Δt_c e Δt_s [1]. Per il caso in esame si assume $C_c=C_s=C_0$ e $\Delta t_c=\Delta t_s=100$ anni.

La Figura 7 mostra l'evoluzione della percentuale di degrado per le celle di calcestruzzo e le barre di armatura indicate in Figura 5.b. La corrispondente evoluzione delle prestazioni sezionali viene mostrata in Figura 8 in termini di domini di resistenza M_y - M_z valutati per una azione assiale $N=-1.5$ MN e deformazioni limite $\varepsilon_{cu}=0.35\%$ per il calcestruzzo in compressione e $\varepsilon_{su}=1.00\%$ per l'acciaio. La Figura 9 mostra il dettaglio dell'evoluzione del momento resistente M_y per il caso di pressoflessione retta con $M_z=0$.

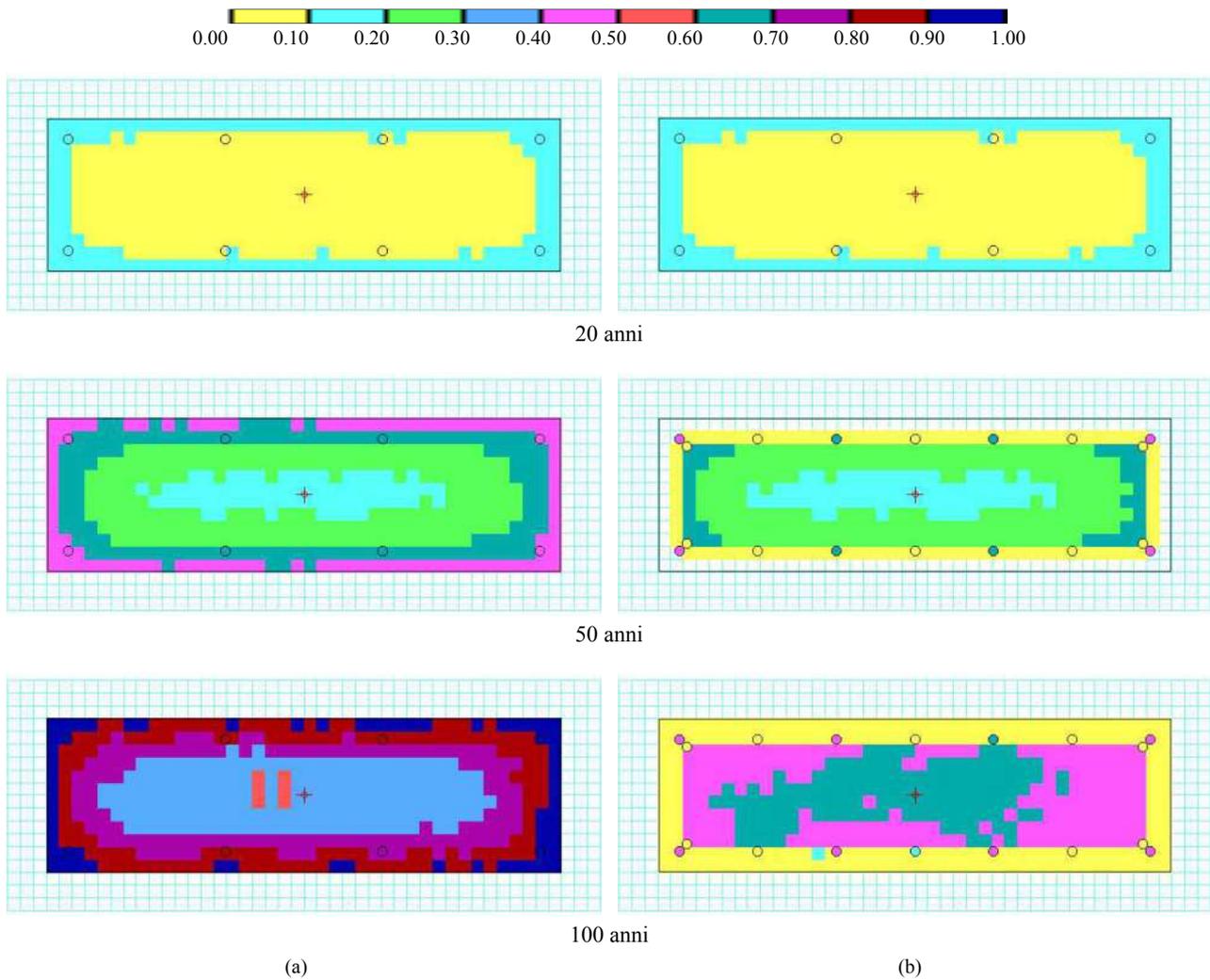


Figura 6 – Mappe di danneggiamento per la matrice di calcestruzzo e le barre di armature dopo 20, 50, e 100 anni dall'inizio del processo diffusivo. (a) Struttura danneggiata. (b) Struttura riparata

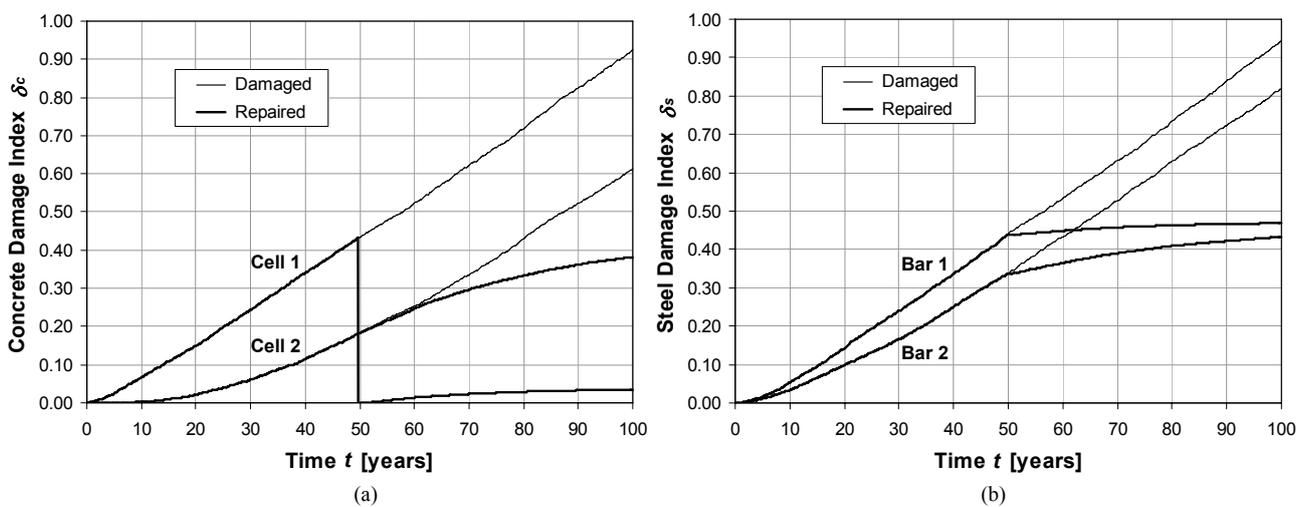


Figura 7 – Evoluzione del danneggiamento per (a) le celle di calcestruzzo e (b) le barre di armature indicate in Figura 5.b

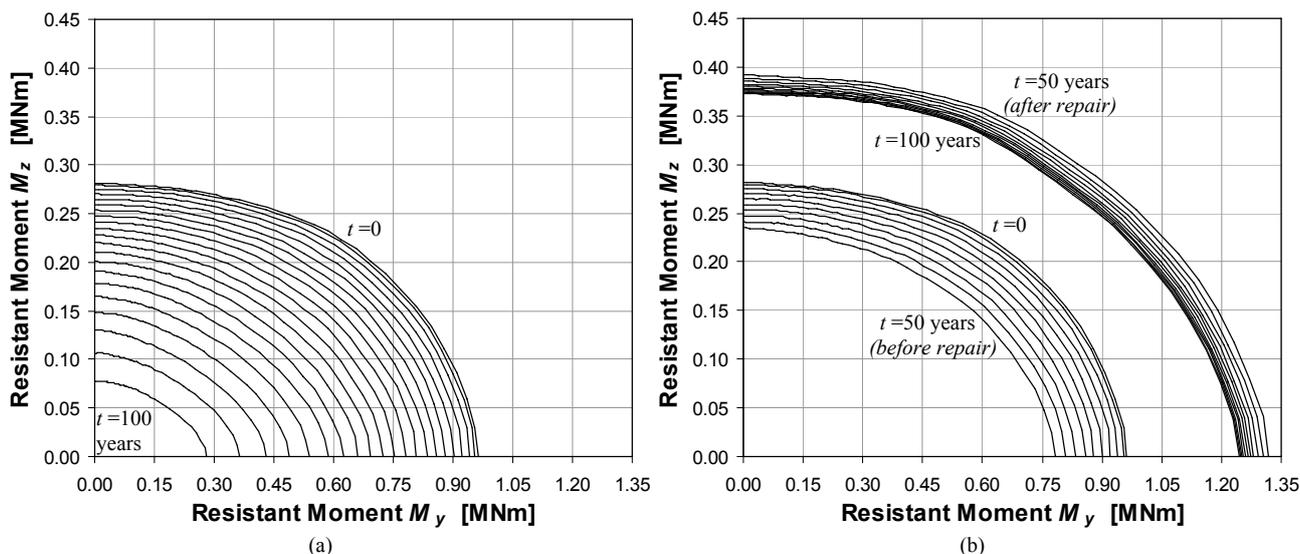


Figura 8 – Evoluzione dei domini di resistenza M_y - M_z per una azione assiale $N = -1.5$ MN ($\Delta t = 5$ anni).
(a) Struttura danneggiata. (b) Struttura riparata

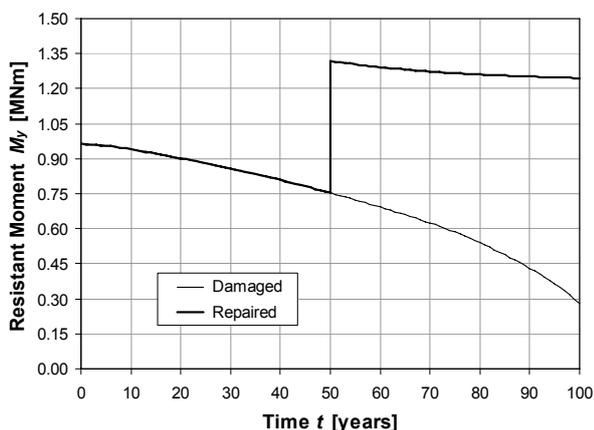


Figura 9 – Evoluzione nel tempo del momento resistente M_y con $M_z = 0$ e $N = 1.5$ MN nei due casi esaminati: struttura danneggiata (linea sottile) e struttura riparata (linea spessa)

Il confronto delle Figure 8.a e 8.b e l'esame della Figura 9 dimostrano come l'intervento adottato consenta non solo un incremento delle risorse di resistenza iniziali, ma soprattutto una notevole riduzione della velocità di degrado e, di conseguenza, una significativa riduzione dei costi attesi associati alle attività future di ispezione e manutenzione.

3. ANALISI PROBABILISTICA

L'analisi svolta in ambito deterministico evidenzia con grande efficacia gli effetti benefici dell'intervento di riparazione. Tuttavia, per una valutazione affidabile dell'evoluzione delle prestazioni nel tempo occorre tenere conto delle numerose incertezze coinvolte nel problema. A tale scopo l'analisi viene svolta anche in ambito probabilistico ponendo nuovamente a confronto i due scenari esaminati.

Il modello probabilistico assume come variabili aleatorie le resistenze dei materiali f_c e f_{sy} , le coordinate (y_p, z_p) dei punti nodali $p = 1, 2, \dots$ che definiscono la geometria del modello della sezione di calcestruzzo, le coordinate (y_m, z_m) e il diametro \varnothing_m delle barre di armatura $m=1,2,\dots$, la diffusività D , le velocità di degrado $q_c = (C_c \Delta t_c)^{-1}$ e $q_s = (C_s \Delta t_s)^{-1}$. Le distribuzioni adottate per ciascuna variabile aleatoria sono elencate in Tabella 1 insieme ai relativi parametri statistici riferiti ai valori nominali assunti nell'analisi deterministica.

Sulla base di tale modello, si procede per via numerica con il metodo Monte Carlo. La Figura 10 mostra l'evoluzione delle prestazioni nel tempo con riferimento ai parametri statistici del momento resistente M_y , con $M_z = 0$ e $N = -1.5$ MN. Tali risultati si riferiscono ad un campione di 2000 simulazioni per ciascuno dei due scenari esaminati. La dimensione del campione è stata definita in modo da ottenere risultati stabili sull'intero periodo di vita esaminato.

Tabella 1 - Distribuzioni e parametri (media μ e deviazione standard σ) del modello probabilistico [2]

Variabile Aleatoria ($t=t_0$)	Distribuzione	μ	σ
Resistenza del calcestruzzo, f_c	Lognormale	$f_{c,nom}$	5 MPa
Resistenza dell'acciaio, f_{sy}	Lognormale	$f_{sy,nom}$	30 MPa
Coordinate dei punti nodali, (y_i, z_i)	Normale	$(y_i, z_i)_{nom}$	5 mm
Coordinate delle barre, (y_m, z_m)	Normale	$(y_m, z_m)_{nom}$	5 mm
Diametro delle barre, \varnothing_m	(*) Normale	$\varnothing_{m,nom}$	$0.10 \varnothing_{m,nom}$
Coefficiente di Diffusività, D	(*) Normale	D_{nom}	$0.10 D_{nom}$
Velocità di degrado calcestruzzo, q_c	(*) Normale	$q_{c,nom}$	$0.30 q_{c,nom}$
Velocità di degrado acciaio, q_s	(*) Normale	$q_{s,nom}$	$0.30 q_{s,nom}$

(*) Distribuzioni troncate

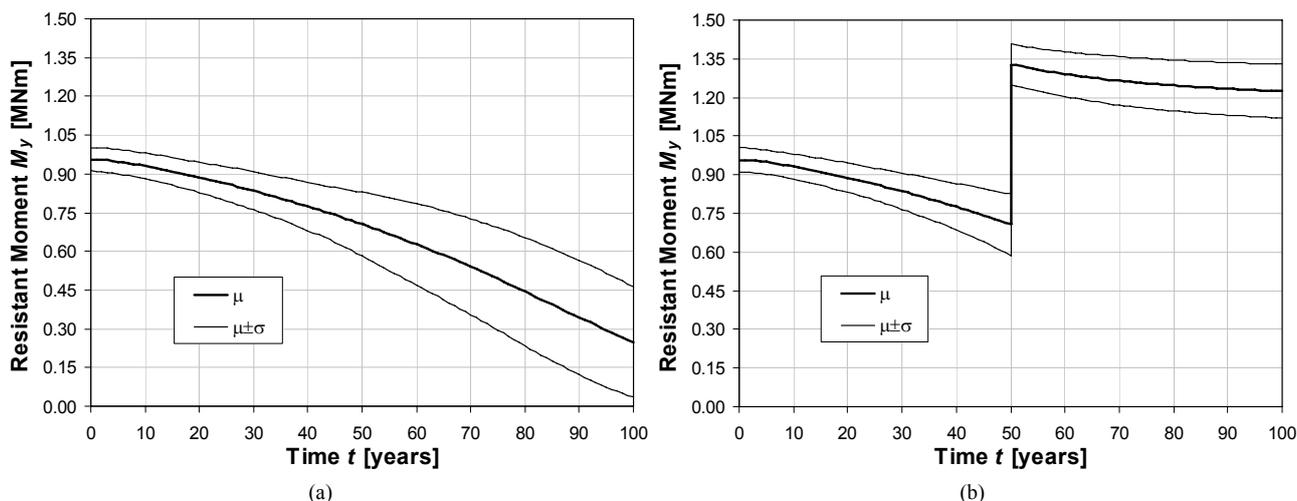


Figura 10 – Evoluzione nel tempo del momento resistente M_y per $M_c=0$ e $N=-1.5$ MN: valore medio μ (linea spessa) e scarto quadratico medio σ rispetto alla media (linee sottili). (a) Struttura danneggiata. (b) Struttura riparata

Il confronto delle Figure 10.a e 10.b, oltre a confermare l'efficacia dell'intervento di riparazione in termini sia di incremento delle risorse di resistenza iniziali, sia di riduzione della velocità di degrado, consente di evidenziare gli effetti benefici a lungo termine del ripristino anche sull'entità delle incertezze coinvolte nella misura delle prestazioni strutturali. Dal confronto si nota infatti come a seguito dell'intervento si abbia una significativa riduzione della dispersione dei risultati rispetto alla situazione senza ripristino.

6. CONCLUSIONI

In questo lavoro sono stati presentati i risultati di uno studio preliminare per la valutazione delle prestazioni nel tempo e la quantificazione degli effetti di un eventuale intervento di riparazione delle strutture dell'Istituto Marchiondi Spagliardi a Milano. L'efficacia della strategia di intervento è stata esaminata mediante una analisi non lineare svolta nel tempo considerando il degrado conseguente ad un attacco diffusivo di agenti esterni aggressivi. Le prestazioni strutturali nel tempo sono state esaminate in forma sia deterministica, sia probabilistica, ponendo a confronto l'evoluzione dello stato della struttura senza e con intervento di riparazione. Il confronto dei risultati ottenuti nei due casi ha consentito di evidenziare e quantificare gli effetti benefici dell'intervento di riparazione, che ha comportato non solo un incremento delle risorse di resistenza iniziali, ma soprattutto una notevole riduzione a lungo termine sia della velocità di degrado, sia dell'entità delle incertezze coinvolte nella misura delle prestazioni, con una conseguente significativa riduzione dei costi attesi associati alle attività future di ispezione e

manutenzione. Si ritiene che tali risultati possano costituire una base di riferimento a supporto del processo decisionale per la definizione della strategia di intervento più appropriata.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BIONDINI, F., BONTEMPI, F., FRANGOPOL, D.M., MALERBA, P.G. (2004). Cellular Automata Approach to Durability Analysis of Concrete Structures in Aggressive Environments. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **130**(11), 1724-1737.
- [2] BIONDINI, F., BONTEMPI, F., FRANGOPOL, D.M., MALERBA, P.G. (2006). Probabilistic Service Life Assessment and Maintenance Planning of Concrete Structures. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **132**(5), 810-825.
- [3] BIONDINI, F., FRANGOPOL, D.M., MALERBA, P.G. (2006). Time-variant Performance of the Certosa Cable-stayed Bridge. *Structural Engineering International*, **16**(3), 235-244.
- [4] BIONDINI, F., FRANGOPOL, D.M., MALERBA, P.G. (2008). Uncertainty Effects on Lifetime Structural Performance. *Probabilistic Engineering Mechanics*, **23**(4), 509-522.
- [5] GLICKSMAN, M.E. (2000). *Diffusion in Solids*, John Wiley and Sons.
- [6] Neue Zürcher Zeitung, 18 Juni 2008, <http://www.nzz.ch>
- [7] PASTORE, T., PEDEFERRI, P. (1994). La corrosione e la protezione delle opere metalliche esposte all'atmosfera, *L'edilizia*, Dicembre, 75-92.
- [8] WOLFRAM, S. (1994). *Cellular Automata and Complexity – Collected Papers*, Addison-Wesley.

INFLUENZA DELLA QUANTITA' E DELLA QUALITA' DEGLI AGGREGATI RICICLATI SULLA AFFIDABILITÀ STRUTTURALE DI ELEMENTI IN C.A.

Marco Breccolotti, Annibale Luigi Materazzi, Filippo Ubertini

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Perugia

SOMMARIO

Vengono presentati i risultati di una ricerca teorico-sperimentale sull'affidabilità strutturale di elementi di conglomerato cementizio armato confezionati con calcestruzzi con aggregati riciclati. Nella prima parte dello studio viene misurata, mediante prove a rottura, la resistenza meccanica di un numero significativo di provini standard di calcestruzzo confezionato impiegando diversi tipi di aggregato, naturale e riciclato in diversi dosaggi. L'analisi dei risultati ottenuti ha consentito di determinare le caratteristiche statistiche della resistenza meccanica in funzione del tipo di calcestruzzo e delle percentuali di sostituzione degli aggregati naturali con materiale riciclato. La comparazione con le corrispondenti caratteristiche di una ampia casistica di calcestruzzi convenzionali ha confermato che le resistenze meccaniche del materiale realizzato con aggregati riciclati sono generalmente più disperse. Allo scopo di saggiare l'influenza di questa dispersione sulle modalità di progettazione è stata eseguita un'analisi di affidabilità a Livello 2. A tale scopo sono state considerate sezioni di pilastri presso-inflessi, di tipologia e dimensioni ricorrenti, caratterizzati da diversi valori del rapporto di armatura. L'analisi probabilistica è stata eseguita per elementi sia di calcestruzzo convenzionale che di calcestruzzo riciclato di pari resistenza caratteristica. Assunto come valore di riferimento della probabilità di rottura quello che si ottiene applicando al calcestruzzo convenzionale il coefficiente parziale di sicurezza indicato dalla normativa italiana, è stato così possibile determinare il valore del coefficiente parziale che occorre impiegare nel caso di elementi realizzati con calcestruzzi riciclati per ottenere la stessa affidabilità. La discussione critica dei risultati ottenuti consente di individuare l'ordine di grandezza dei coefficienti parziali da utilizzare e di evidenziare le ulteriori indagini necessarie ad una loro più precisa definizione.

SUMMARY

The reliability of reinforced concrete structural elements, realized using concretes manufactured with recycled aggregates, is investigated both theoretically and experimentally. The first part of the study is devoted to the determination of the compression resistance of a sufficiently large number of standard cubes of concrete manufactured using several types of aggregates, either natural and artificial in different percentages, through standard laboratory tests. The analysis of the results has allowed to obtain the statistic characteristics of the mechanical resistance as functions of the concrete type and of the substitution percentage of the natural aggregates with recycled ones. The comparison with the corresponding characteristics of a large class of conventional concretes, has confirmed that the resistance of recycled concretes is generally more scattered. With the purpose of investigating the influence of such a scattering on design methodologies, a Level 2 reliability analysis has been performed. To this end, standard sections of columns, subjected to axial forces and bending moments, have been considered using different amounts of reinforcement. The probabilistic analysis has been carried out for elements realized using either conventional concretes or recycled ones with similar characteristic strength. Assuming the failure probability obtained by applying the partial safety factor of the Italian standard code to the conventional concrete as a reference, it is possible to calculate the value of the partial safety factor that should be adopted when using recycled concretes in order to obtain the same safety. The discussion of the obtained results allows to determine an approximation of the partial safety factors and to point out the necessary future developments for improving their specification.

1. INTRODUZIONE

A seguito della sempre maggiore attenzione alla salvaguardia dell'ambiente, gli studi e le ricerche sui calcestruzzi confezionati con aggregati riciclati, intrapresi a partire dalla seconda metà degli anni '70, hanno avuto negli ultimi anni nuovo impulso [1,2,3,4,5,6]. L'impiego di tali aggregati presenta infatti indubbi vantaggi dal punto di vista ambientale. In particolare essi consentono di ridurre le attività estrattive, con un miglior sfruttamento delle risorse naturali, e

di ridurre gli spazi da destinare a discarica.

Tuttavia l'impiego degli aggregati riciclati per il confezionamento di calcestruzzi strutturali non è ancora sufficientemente diffuso, eccezion fatta per alcuni paesi, come ad esempio Olanda, Belgio, Hong Kong, dove la scarsità di risorse naturali ha già reso di fatto necessario il ricorso a materiali riciclati. Lo scarso utilizzo di questi materiali nel resto del mondo può essere ricondotto ai due seguenti principali fattori: (i) i dubbi che ancora permangono sul loro

impiego; (ii) la mancanza di uno stato dell'arte consolidato sull'impiego strutturale dei calcestruzzi confezionati con aggregati riciclati. A conferma di questo ultimo punto è utile far notare che le poche norme tecniche, nazionali ed internazionali, che prevedono l'utilizzo strutturale di questi materiali [7,8,9,10] lo fanno con modalità molto differenti tra di loro, a differenza di quanto avviene invece per i calcestruzzi convenzionali. Punto comune a tutte le norme sono invece le modalità di calcolo, che sono le stesse che si applicano ai calcestruzzi normali, con l'implicita affermazione di ritenere equivalente l'affidabilità strutturale di elementi confezionati con aggregati naturali e con aggregati riciclati.

Studi recenti hanno dimostrato che il coefficiente di variazione (COV) della resistenza a compressione di calcestruzzi confezionati con aggregati riciclati è generalmente maggiore di quello dei corrispondenti calcestruzzi convenzionali. In [11] è stato ad esempio riscontrato che il coefficiente di variazione della resistenza a compressione di un calcestruzzo con aggregati ottenuti dalla frantumazione di calcestruzzi esistenti passava dall'8.8% al 16.7% mentre la percentuale di aggregati riciclati sulla quantità totale di aggregati variava fra lo 0 ed il 100%. In [12] sono state sottoposte ad indagini sperimentali 10 miscele di calcestruzzo, con resistenze a compressione previste variabili tra 20 e 50 N/mm², ottenute sia utilizzando aggregati naturali che aggregati riciclati. Nel caso di calcestruzzo convenzionale il COV diminuiva dal 4.18% all'1.87% all'aumentare della classe del calcestruzzo da 20 a 50 N/mm². Al contrario, nel caso dei calcestruzzi riciclati, il COV cresceva dal 2.61 % al 3.17%. In [13] sono state analizzate le proprietà statistiche di calcestruzzi normali e riciclati progettati per avere la stessa resistenza meccanica. I risultati hanno mostrato che il COV variava dall'8.27% per i calcestruzzi convenzionali al 9.70% per quelli con percentuale di sostituzione degli aggregati naturali con aggregati riciclati pari al 50%.

È evidente che il comportamento meccanico dei calcestruzzi confezionati con aggregati riciclati dipende dalla qualità e dalla quantità degli aggregati riciclati impiegati e che, di conseguenza, le procedure di analisi della sicurezza impiegate per il calcolo delle strutture realizzate con i calcestruzzi normali debbano essere opportunamente adattate. Su questo argomento è da tempo attivo presso la Facoltà di Ingegneria di Perugia un programma di ricerca avente carattere teorico-sperimentale [14,15]. Per quanto riguarda la parte sperimentale è stato confezionato un numero statisticamente significativo di provini standard di calcestruzzo riciclato, poi sottoposti a prova di rottura per la misurazione della resistenza meccanica. L'analisi dei risultati ottenuti ha consentito, relativamente alle percentuali di materiale riciclato investigate, di determinare le caratteristiche statistiche della resistenza meccanica, individuando in particolare il valore della resistenza media, del suo scarto standard e del suo coefficiente di variazione. La comparazione con i risultati di analoghe prove condotte su calcestruzzi convenzionali ha confermato che le resistenze meccaniche del materiale realizzato con aggregati riciclati sono più disperse. Allo scopo di saggiare l'influenza di questa dispersione sulla sicurezza strutturale è stata eseguita un'analisi di affidabilità di Livello 2, condotta su sezioni pressoinflesse di cemento armato di tipologia e dimensioni ricorrenti. I risultati fin qui ottenuti hanno mostrato che, per ottenere la stessa affidabilità di un calcestruzzo convenzionale di pari resistenza, è

necessario, nel caso di calcestruzzi riciclati, incrementare opportunamente il coefficiente parziale di sicurezza del materiale, rispetto a quello previsto dalla normativa Italiana [16] per i calcestruzzi convenzionali. In alternativa, è stato anche possibile costruire una tabella di corrispondenza tra classi di calcestruzzo convenzionale e classi di calcestruzzo riciclato che garantissero la stessa affidabilità a parità di coefficiente parziale di sicurezza. Tali risultati sono comunque ancora limitati ad un esiguo numero di casi e non considerano l'influenza, ad esempio, del rapporto di armatura della sezione. Nella presente comunicazione tale studio viene esteso considerando un numero maggiore di prove sperimentali e svolgendo un'analisi parametrica volta ad evidenziare il ruolo della percentuale di armatura nella calibrazione del coefficiente parziale di sicurezza.

2. INDAGINI SPERIMENTALI

Le prove di schiacciamento sono state condotte su un totale di 198 cubetti di calcestruzzo allo scopo di valutare l'effetto della qualità e della quantità degli aggregati riciclati sull'affidabilità strutturale del materiale. Sono state considerate tre tipologie differenti di aggregati riciclati (AR) ottenuti dalla frantumazione di elementi di calcestruzzo esistenti:

- AR1: aggregati riciclati ottenuti dalla frantumazione di traversine ferroviarie;
- AR2: aggregati riciclati provenienti da un impianto di riciclaggio;
- AR3: aggregati riciclati ottenuti dalla frantumazione di elementi prefabbricati di cemento armato aventi resistenza caratteristica di partenza $R_{ck}=55 \text{ N/mm}^2$.

A titolo di esempio, in Figura 1 vengono mostrate due tipologie di aggregati riciclati utilizzati nelle prove sperimentali, caratterizzate da diverse granulometrie. Le proprietà meccaniche delle tipologie di aggregati considerate sono tra loro molto diverse, come riassunto in Tabella 1.



Figura 1 – Esempi di aggregati riciclati impiegati nelle indagini sperimentali per diverse granulometrie

Tabella 1 - Proprietà meccaniche degli aggregati riciclati utilizzati

Aggregato	Composizione	Resistenza Car.	COV
AR1	Calcestruzzi ad alta resistenza	fino a 90 N/mm ²	2.5%
AR2	Calcestruzzi ordinari	25-35 N/mm ²	12.0%
AR3	Calcestruzzi di media resistenza	45 N/mm ²	7.4 %

Sono stati progettati i seguenti quattro diversi mix design di calcestruzzi confezionati con aggregati riciclati (CAR):

- CAR1: Calcestruzzo contenente aggregati naturali e AR1 in diverse percentuali;
- CAR2: Calcestruzzo contenente aggregati naturali e AR2 in diverse percentuali;
- CAR3: Calcestruzzo contenente aggregati riciclati, AR1 e AR2 in diverse percentuali;
- CAR4: Calcestruzzo contenente aggregati naturali e AR3 in diverse percentuali;

2.1 Calcestruzzo CAR1

Il primo set di prove a rottura è stato condotto sui provini CAR1. In particolare sono state considerate le seguenti miscele CAR1 con diverse percentuali di sostituzione di aggregati naturali con aggregati riciclati:

- Calcestruzzo convenzionale (0% AR1);
- Calcestruzzo con 30% AR1;
- Calcestruzzo con 50% AR1;
- Calcestruzzo con 100% AR1;

La composizione di ciascuna miscela è riportata in [15]. Per ciascuna di esse sono stati confezionati 10 cubetti di lato 15 cm, sottoposti, se necessario, a spianatura per garantire la planarità e la geometria dei campioni e successivamente portati a rottura secondo le indicazioni della norma UNI EN 12390-3:2003 [17]. In particolare, i campioni sono stati compattati con una tavola vibrante, sono stati rimossi dopo un giorno dalla cassaforma e poi conservati in acqua alla temperatura di 20°C fino al momento della prova.

2.2 Calcestruzzo CAR2

Il secondo set di prove a rottura è stato condotto sui provini CAR2. Anche in questo caso sono state considerate diverse miscele CAR2 secondo il seguente prospetto:

- Calcestruzzo convenzionale (0% AR2);
- Calcestruzzo con 25% AR2;
- Calcestruzzo con 50% AR2;
- Calcestruzzo con 75% AR2;
- Calcestruzzo con 100% AR2.

Per ciascuna composizione sopra riportata sono stati confezionati 10 cubetti standard e soggetti a prova di schiacciamento come descritto nel paragrafo 2.1.

2.3 Calcestruzzo CAR3

Il terzo set di prove a rottura è stato condotto sui provini CAR3, confezionati con diverse miscele secondo il seguente prospetto:

- Calcestruzzo con 0% AR1 e 100% AR2;
- Calcestruzzo con 25% AR1 e 75% AR2;
- Calcestruzzo con 50% AR1 e 50% AR2;
- Calcestruzzo con 75% AR1 e 25% AR2;
- Calcestruzzo con 100% AR1 e 0% AR2;

Anche nel caso dei calcestruzzi CAR3, per ciascuna composizione sopra riportata sono stati confezionati 10 cubetti standard e soggetti a prova di schiacciamento.

2.4 Calcestruzzo CAR4

Il quarto set di prove a rottura ha riguardato calcestruzzi CAR4 confezionati con aggregati riciclati provenienti dalla frantumazione di elementi prefabbricati in cemento armato. Le seguenti miscele sono state considerate nelle prove di schiacciamento:

- Calcestruzzo convenzionale (0% AR3);
- Calcestruzzo con 30% AR3;
- Calcestruzzo con 50% AR3;
- Calcestruzzo con 100% AR3;

Nel caso del CAR4, sono stati confezionati e successivamente sottoposti a prove di schiacciamento i seguenti provini: 20 cubetti di calcestruzzo convenzionale, 10 cubetti di calcestruzzo con 30% di aggregati riciclati, 20 cubetti di calcestruzzo confezionato con 50% di aggregati riciclati e 8 cubetti per calcestruzzo con soli aggregati riciclati.

3. RISULTATI SPERIMENTALI

L'analisi dei risultati ha consentito di determinare le proprietà statistiche della resistenza meccanica dei calcestruzzi confezionati con aggregati riciclati. In particolare è stata analizzata l'influenza della qualità e della quantità di aggregati riciclati sul valore medio R_{cm} e sul COV della resistenza a compressione R_c , per le quattro tipologie di calcestruzzi considerate. Tali risultati, rappresentati sinteticamente in Figura 2 e riassunti Tabella 2, evidenziano tendenze diverse per i diversi CAR. Si noti che, nel caso dei cubetti di CAR3, le percentuali di aggregati riciclati riportate in ascissa nei diagrammi di Figura 2 e in Tabella 2 si riferiscono alla frazione di AR1.

3.1 Risultati dei campioni di CAR1

Nel caso dei campioni confezionati con CAR1 si osserva un miglioramento delle proprietà meccaniche del materiale all'aumentare della percentuale di aggregati riciclati (AR1). In particolare, al crescere di tale percentuale dallo 0 al 100%, la resistenza media cresce da 60.6 a 66.2 N/mm² e il COV diminuisce da 0.064 a 0.023. Tali risultati, sono evidentemente dovuti alla ottima qualità degli AR1.

3.2 Risultati dei campioni di CAR2

Nel caso dei campioni confezionati con CAR2 si osserva un peggioramento delle proprietà meccaniche del materiale all'aumentare della percentuale di aggregati riciclati (AR2). In particolare, al crescere di tale percentuale dallo 0 al 100%, la resistenza media passa da 61.1 a 46.1 N/mm² e il COV cresce da 0.030 a 0.045.

3.3 Risultati dei campioni di CAR3

Le prove condotte sui campioni di CAR3 hanno confermato i risultati ottenuti nel caso dei CAR1 e CAR2. In particolare, la resistenza meccanica di tali calcestruzzi è cresciuta all'aumentare della percentuale di sostituzione di AR2 con AR1. La resistenza media è infatti cresciuta da 45.7 N/mm² (100% di AR2) a 64.0 N/mm² (100% di AR1), mentre il COV è diminuito da 0.051 a 0.025.

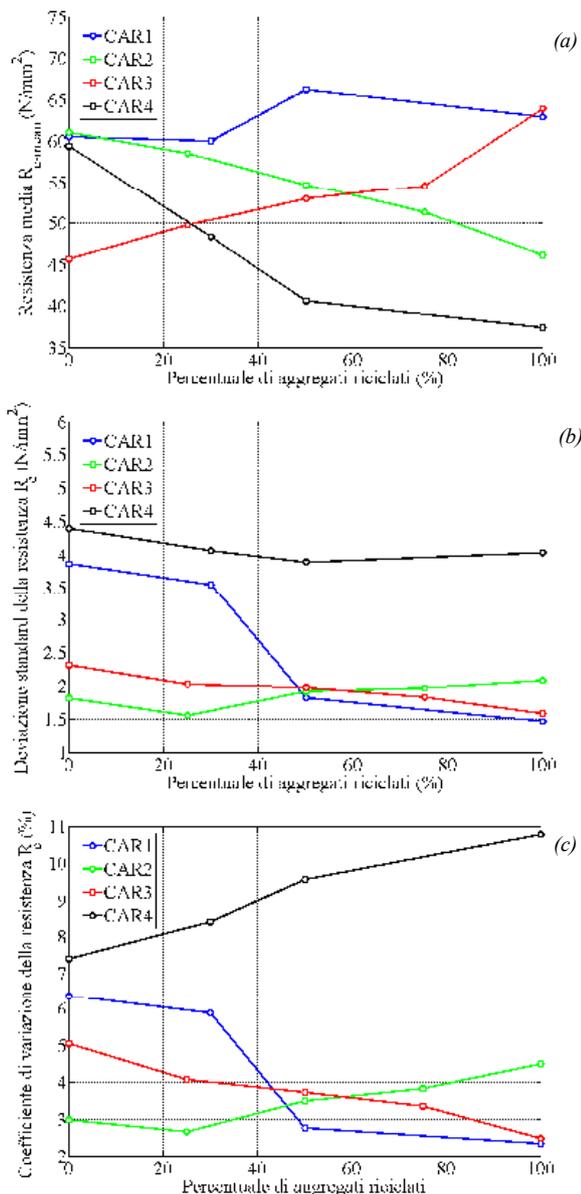


Figura 2 – Analisi statistica dei risultati delle prove di schiacciamento

3.4 Risultati dei campioni di CAR4

Nel caso dei campioni confezionati con CAR4 è stato necessario aggiungere acqua per aumentare la lavorabilità del materiale nel caso di alte percentuali di aggregati riciclati (AR3). Ciò ha portato ad un aumento del rapporto acqua/cemento all'aumentare della percentuale di aggregati riciclati che ha penalizzato parzialmente le proprietà meccaniche del materiale. Le prove di schiacciamento hanno evidenziato una riduzione della resistenza media da 60.6 N/mm^2 a 38.1 N/mm^2 all'aumentare della percentuale di aggregati riciclati dallo 0 al 100%. Analogamente il COV è cresciuto da 0.074 a 0.107. Tali risultati sono in buon accordo con quelli riportati da Xiao et al. [5] in cui gli Autori hanno analizzato le proprietà statistiche di calcestruzzi convenzionali

e riciclati progettati per avere le stesse resistenze caratteristiche. Sulla base di tale considerazione, appare ragionevole supporre che a parità di tipologia e quantità di aggregati riciclati il COV non varia al variare della resistenza media.

I risultati delle indagini sperimentali indicano in sintesi che il ruolo della qualità degli aggregati riciclati è decisivo nel determinare le proprietà meccaniche e statistiche del calcestruzzo finale. In particolare, si sottolinea come gli aggregati riciclati provenienti dalla frantumazione di calcestruzzi ad elevata resistenza consentano persino miglioramenti di tali proprietà rispetto al corrispondente calcestruzzo convenzionale. In generale, comunque, l'impiego di inerti riciclati ottenuti dalla macinazione di calcestruzzi di medie e ordinarie caratteristiche meccaniche produce un peggioramento delle proprietà del calcestruzzo riciclato finale.

4. AFFIDABILITÀ DI SEZIONI DI PILASTRI REALIZZATE CON CAR

I risultati sperimentali descritti nel paragrafo 2 sono stati utilizzati per saggiare l'influenza del COV della resistenza a compressione del calcestruzzo sull'affidabilità strutturale di pilastri di cemento armato. A tale scopo sono state svolte analisi di affidabilità di Livello 2, volte alla determinazione dell'indice di sicurezza β , secondo le note tecniche della Sicurezza Strutturale [18].

Le analisi sono state svolte considerando i quattro mix design di CAR considerati nelle prove sperimentali, con riferimento ad una sezione quadrata di cemento armato avente dimensioni $B=H=300$ mm e copriferro di 40 mm (Figura 3). È stato considerato il caso di sforzo normale di compressione N con piccola eccentricità. Studi precedenti [14] hanno dimostrato infatti che l'affidabilità strutturale dei pilastri risulta sempre meno influenzata dal valore del COV della resistenza a compressione del calcestruzzo al crescere dell'eccentricità del carico. Si è considerata pertanto la sola eccentricità minima prevista dalle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" [19] ed essa è stata tenuta in conto riducendo la resistenza del calcestruzzo di un fattore pari a 0.80, come previsto dalle stesse Istruzioni.

Tabella 2 – Analisi statistica dei risultati delle prove di schiacciamento al variare della percentuale di AR

Calcestruzzo	Resistenza media (N/mm^2)					
	0%	25%	30%	50%	75%	100%
CAR1	60.60	/	60.05	66.25	/	63.00
CAR2	61.10	58.60	/	54.75	51.35	46.15
CAR3	45.70	49.75	/	52.95	54.60	63.95
CAR4	59.42	/	48.32	40.67	/	37.41
Calcestruzzo	Deviazione standard della resistenza (N/mm^2)					
	0%	25%	30%	50%	75%	100%
CAR1	3.864	/	3.547	1.830	/	1.472
CAR2	1.823	1.560	/	1.918	1.973	2.082
CAR3	2.312	2.031	/	1.978	1.838	1.589
CAR4	4.400	/	4.065	3.888	/	4.036
Calcestruzzo	Coefficiente di variazione (%)					
	0%	25%	30%	50%	75%	100%
CAR1	6.377	/	5.907	2.762	/	2.336
CAR2	2.983	2.662	/	3.504	3.842	4.512
CAR3	5.059	4.082	/	3.736	3.366	2.485
CAR4	7.405	/	8.413	9.560	/	10.79

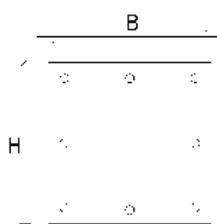


Figura 3 – Sezione di pilastro considerata

I calcestruzzi convenzionali (0% AR) sono stati considerati in tutti i casi di classe C25/30 ($R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$), mentre l'acciaio di armatura è del tipo B450C (tensione di snervamento caratteristica $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$). Il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo convenzionale è stato assunto pari a $\gamma_c=1.5$, mentre quello dell'acciaio è stato assunto pari a $\gamma_s=1.15$.

L'area di acciaio complessiva A_s è stata fatta variare tra il valore minimo $A_{s,min}$ e il valore massimo $A_{s,max}$ previsti dalla Normativa Italiana [16]. Le analisi di affidabilità sono state effettuate considerando 3 variabili aleatorie: la resistenza a compressione del calcestruzzo R_c , la resistenza a trazione dell'acciaio f_y e il valore dello sforzo normale N . Sia per R_c che per f_y sono state assunte distribuzioni di probabilità di tipo Lognormale. Le proprietà statistiche della resistenza dei calcestruzzi convenzionali privi di inerti riciclati, $R_{c,0\%}$, desunte a partire dal valore di $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$ e dai COV ottenuti sperimentalmente, sono riassunte in Tabella 3. Nella stessa tabella si riportano anche le proprietà statistiche della tensione di snervamento dell'acciaio. Si noti che nel caso del CAR3 la percentuale di aggregati riciclati riportata in Tabella 3 si riferisce alla frazione di AR1. Per lo sforzo normale è stata assunta una distribuzione di tipo normale con coefficiente di variazione pari a 0.30.

La capacità portante N_d calcolata a Livello 1 per un pilastro del tipo riportato in Figura 3, realizzato con calcestruzzo avente $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$ e armato con l'armatura massima $A_{s,max}$, è pari a $N_d=2424.6 \text{ kN}$. A tale valore corrisponde il valor medio $N_{d,m}=1083.4 \text{ kN}$ e una deviazione standard pari a 325.0 kN .

L'equazione di stato limite assume la forma seguente:

$$0.564 \cdot R_c \cdot B \cdot H + f_y \cdot A_s - N_d = 0 \quad (1)$$

Assunte le proprietà delle grandezze aleatorie riportate in Tabella 2, è stato calcolato l'indice di sicurezza β per le quattro tipologie di CAR considerate, al variare dell'area di armatura A_s . Allo scopo di ottenere curve β - A_s corrispondenti ad un valore costante della capacità portante del pilastro N_d , l'analisi è stata eseguita variando la resistenza caratteristica R_{ck} al variare dell'area di acciaio A_s . Assumendo come riferimento il valore di N_d corrispondente a $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$ e $A_s=A_{s,max}$, il valore massimo di R_{ck} (78.5 N/mm^2) si ha per $A_s=A_{s,min}$, mentre il minimo (30 N/mm^2) si ha per $A_s=A_{s,max}$. I risultati dell'analisi, rappresentati in Figura 4, mostrano la variazione di β con A_s . Valori piccoli di A_s corrispondono a pilastri poco armati realizzati con calcestruzzi ad alta resistenza, mentre valori elevati di A_s corrispondono a pilastri molto armati realizzati con calcestruzzi di resistenza ordinaria. Pertanto, all'aumentare di A_s si riduce progressivamente il contributo portante del calcestruzzo ed aumenta quello dell'acciaio da armatura.

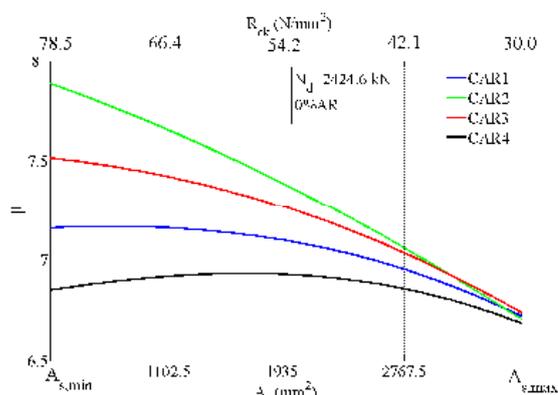


Figura 4 – Indice di affidabilità β di pilastri realizzati con calcestruzzi convenzionali (0% di AR) a parità di capacità portante N_d

I risultati mostrati in Figura 4 evidenziano che, per calcestruzzi aventi coefficienti di variazione più alti (ad esempio CAR4), esiste un punto di massima affidabilità intermedio tra un pilastro poco armato con R_{ck} elevato e un pilastro molto armato con R_{ck} basso, a parità di capacità portante N_d . Al contrario, per calcestruzzi aventi coefficienti di variazione più bassi, l'affidabilità diminuisce all'aumentare dell'area di acciaio e al diminuire della resistenza del calcestruzzo. Tale risultato, come meglio discusso nel seguito, è giustificato dal fatto che si è assunto un coefficiente di variazione della resistenza a trazione dell'acciaio paragonabile a quello determinato sperimentalmente per la resistenza a compressione del calcestruzzo.

L'analisi di affidabilità di Figura 4 è stata ripetuta al variare della percentuale di sostituzione degli aggregati naturali con AR. Tale analisi ha condotto ai risultati riportati in Figura 5. Come si vede, l'indice di affidabilità β diminuisce all'aumentare della percentuale di AR nel caso dei CAR2 e CAR4. Per tali calcestruzzi infatti l'analisi sperimentale mostra un aumento del coefficiente di variazione della resistenza meccanica all'aumentare della percentuale di AR. Al contrario, negli altri casi (CAR1 e CAR3), l'aumento della percentuale di AR produce un miglioramento delle proprietà meccaniche del calcestruzzo e dunque un incremento dell'affidabilità. Si noti comunque che nel caso del CAR3 (calcestruzzo confezionato con AR1 e AR2 in diverse percentuali) tale risultato deve essere interpretato tenendo conto del fatto che la percentuale di AR, in Figura 5, si riferisce alla frazione di AR1 avente proprietà meccaniche migliori rispetto alla frazione AR2. Vale la pena sottolineare infine che, avendo assunto per l'acciaio un coefficiente di variazione del 5%, nel caso di calcestruzzi con coefficienti di variazione paragonabili a tale valore, l'affidabilità è maggiore per pilastri poco armati (R_{ck} grande) mentre essa diminuisce all'aumentare di A_s e al diminuire di R_{ck} . Al contrario, per calcestruzzi aventi COV molto maggiori di quello dell'acciaio, caso più frequente nella realtà, tale tendenza si inverte e la massima affidabilità si ottiene sfruttando al massimo l'area di acciaio. Per continuità esiste una tendenza intermedia che caratterizza calcestruzzi con COV di poco superiori a quello dell'acciaio. In tali casi infatti esiste un valore ottimo della coppia A_s - R_{ck} che, a parità di capacità portante N_d , massimizza l'indice di affidabilità β .

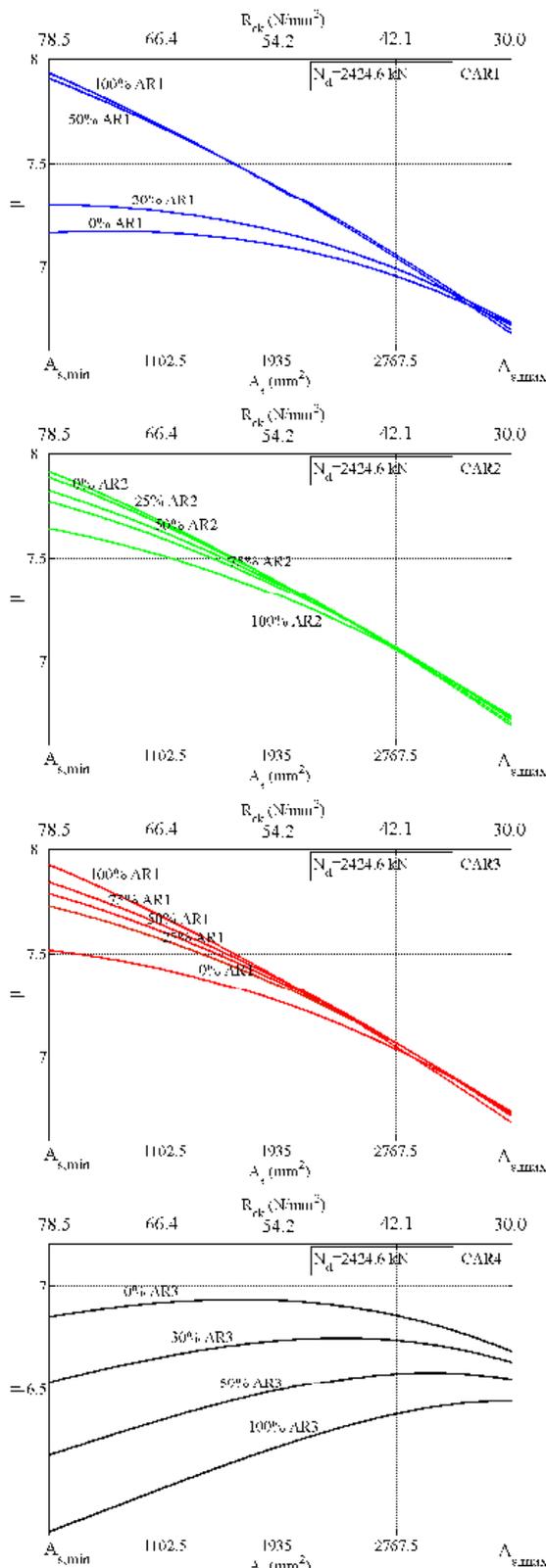


Figura 5 – Affidabilità di pilastri realizzati con calcestruzzi con aggregati riciclati in diverse percentuali a parità di capacità portante N_d

Tabella 3 – Caratteristiche delle variabili aleatorie assumendo per i calcestruzzi $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$ e 0% AR

Variabile	Distribuzione	Media	Dev. Std.	COV
f_y (N/mm ²)	Lognormale	490.2	24.5	0.050
$R_{c,0\%}^{CAR1}$	Lognormale	33.5	2.14	0.064
$R_{c,0\%}^{CAR2}$	Lognormale	31.5	0.94	0.030
$R_{c,0\%}^{CAR3}$	Lognormale	32.7	1.65	0.051
$R_{c,0\%}^{CAR4}$	Lognormale	34.1	2.53	0.074

5. CALIBRAZIONE DEL COEFFICIENTE PARZIALE DI SICUREZZA PER CALCESTRUZZI CONFEZIONATI CON AGGREGATI RICICLATI

Sulla base dei risultati ottenuti in Sezione 4, sono stati determinati i valori del coefficiente parziale di sicurezza γ_c del calcestruzzo da applicare in presenza di aggregati riciclati per ottenere la stessa affidabilità di una sezione realizzata con calcestruzzo convenzionale (0% AR).

In particolare, per diverse percentuali di sostituzione di aggregati riciclati e per le diverse tipologie di CAR considerati, è stato determinato il valore di γ_c che fornisce gli stessi indici di affidabilità β riportati in Figura 4 al variare della coppia A_s-R_{ck} .

Ciò è stato ottenuto applicando la metodologia descritta nello schema a blocchi di Figura 6.

La procedura si articola nelle seguenti fasi:

- 1) Assegnazione dei dati geometrici della sezione e del coefficiente di variazione CV della resistenza del calcestruzzo con 0% di aggregati riciclati. Media e deviazione standard della resistenza del calcestruzzo si ottengono assumendo $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$;
- 2) Calcolo della capacità portante N_d del pilastro a Livello 1 nel caso di sezione armata con armatura massima $A_{s,max}$ e $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$;
- 3) Per ciascun valore di A_s compreso nell'intervallo $[A_{s,min}, A_{s,max}]$ si calcola il valore di R_{ck} tale da garantire la stessa capacità portante N_d calcolata al punto precedente. Si calcola quindi l'indice di affidabilità β del pilastro mediante un'analisi di Livello 2;
- 4) Si considera il coefficiente di variazione CV* della resistenza del CAR avente una specificata percentuale di aggregati riciclati;
- 5) Si calcola il coefficiente parziale di sicurezza γ_c^* , funzione della coppia A_s-R_{ck} , da applicare al calcestruzzo con aggregati riciclati per ottenere la stessa curva $\beta-A_s$ del calcestruzzo di partenza (0% di aggregati riciclati).

A tale scopo, per ciascun valore della coppia A_s-R_{ck} :

- I. si incrementa il valore di γ_c^* mediante iterazione di Newton-Raphson;
- II. si calcola la capacità portante N_d^* del pilastro a Livello 1 e la corrispondente affidabilità β^* a Livello 2;
- III. si esegue la verifica di convergenza controllando se β^* è circa uguale a β con una piccola tolleranza ϵ . Se il controllo è negativo si ritorna al punto I, se il controllo è positivo si ha $\gamma_c = \gamma_c^*$ per il valore considerato della coppia A_s-R_{ck} .

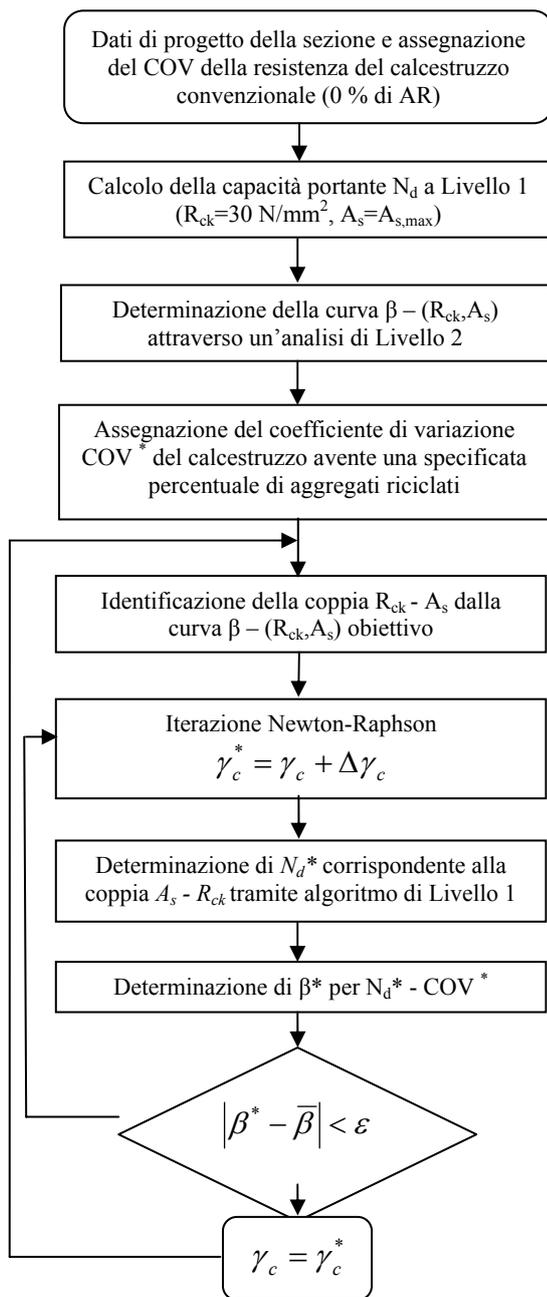


Figura 6 – Procedura di calibrazione del coefficiente parziale di sicurezza

I risultati dell'analisi sopra descritta sono riportati in Figura 7. Come si vede, per calcestruzzi il cui coefficiente di variazione aumenta all'aumentare della percentuale di aggregati riciclati, come CAR2 e CAR4, anche il coefficiente parziale di sicurezza aumenta con tale percentuale. Inoltre, in tali casi, γ_c diminuisce all'aumentare di A_s e al diminuire di R_{ck} . Ciò è giustificato dal fatto che, per bassi valori di A_s e alti valori di R_{ck} , è massimo il contributo portante del calcestruzzo ed è minimo quello dell'acciaio. Al contrario, per quei calcestruzzi, quali CAR1 e CAR3, nei quali si ha una diminuzione di COV all'aumentare della percentuale di aggre-

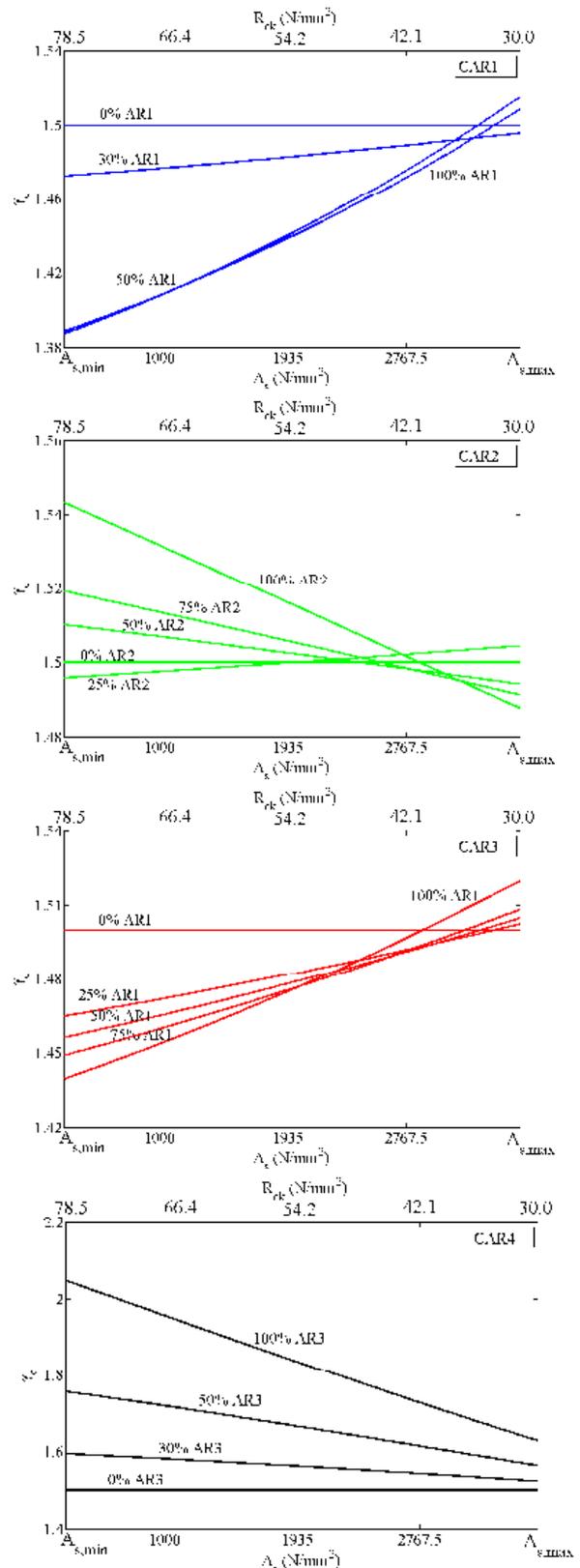


Figura 7 – Calibrazione del coefficiente parziale di sicurezza per pilastri realizzati con calcestruzzi con aggregati riciclati in diverse percentuali

gati riciclati, il coefficiente parziale di sicurezza γ_c aumenta all'aumentare di A_s e diminuisce all'aumentare della percentuale di aggregati riciclati. Ciò indica che i due parametri fondamentali che intervengono nella determinazione del valore del coefficiente parziale di sicurezza da applicare ai calcestruzzi con aggregati riciclati sono la qualità e la quantità di tali aggregati.

Il caso più significativo tra quelli considerati è rappresentato dal CAR4. In tal caso infatti si evidenzia che, per pilastri poco armati, il coefficiente parziale di sicurezza deve essere incrementato anche significativamente (di una quantità pari a circa il 40%) rispetto al valore di 1.5 applicato al corrispondente calcestruzzo convenzionale. Al contrario un incremento dell'armatura consente di mantenere valori più bassi di γ_c , sempre comunque superiori a 1.5.

6. CONCLUSIONI

Sono stati illustrati i principali risultati di una ricerca a carattere teorico-sperimentale in corso di svolgimento presso l'Università di Perugia sull'impiego di aggregati riciclati nel confezionamento di calcestruzzi ad uso strutturale.

È stata eseguita una vasta indagine sperimentale, consistita nella determinazione delle proprietà statistiche della resistenza a compressione di un numero significativo di provini standard realizzati con diverse tipologie di calcestruzzo contenenti aggregati riciclati in diverse percentuali. I risultati hanno evidenziato che, nel caso di aggregati riciclati di bassa qualità, quali quelli ottenuti dalla frantumazione di calcestruzzi di resistenza ordinaria, le resistenze meccaniche sono risultate più basse e più disperse rispetto a quelle ottenute per calcestruzzi con soli aggregati naturali. Tuttavia, nel caso di aggregati riciclati aventi ottime proprietà meccaniche, quali quelli ottenuti dalla frantumazione di calcestruzzi ad alta resistenza, si sono evidenziati miglioramenti delle proprietà meccaniche e statistiche del calcestruzzo all'aumentare della percentuale di aggregati riciclati.

I risultati sperimentali sono stati impiegati per saggiare l'affidabilità di sezioni di pilastri presso inflesse realizzate con calcestruzzi confezionati con aggregati riciclati. In particolare è stata proposta una metodologia di calibrazione del coefficiente parziale di sicurezza da applicare a calcestruzzi riciclati per ottenere la stessa affidabilità di calcestruzzi convenzionali.

I risultati delle analisi numeriche hanno mostrato che, nel caso di pilastri essenzialmente compressi, il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo riciclato deve essere adeguatamente modificato in funzione della quantità e della qualità degli aggregati riciclati, nonché del rapporto tra il contributo portante del calcestruzzo e il contributo portante dell'acciaio. In particolare, per calcestruzzi con aggregati riciclati di bassa qualità, i valori maggiori del coefficiente parziale di sicurezza si hanno per bassi valori del contributo dell'acciaio e alti valori della resistenza caratteristica del calcestruzzo.

Si evidenzia infine la possibilità di utilizzare strumenti di calibrazione dei coefficienti parziali di sicurezza, come quello impiegato nel presente studio, per perfezionare le indicazioni delle Normative che trattano l'impiego dei calcestruzzi confezionati con aggregati riciclati ponendo soltanto un limite superiore alla resistenza meccanica raggiungibile in funzione della percentuale di aggregati riciclati.

BIBLIOGRAFIA

- [1] XIAO L., LI J., ZHANG C. (2005) - On statistical characteristics of the compressive strength of recycled aggregate concrete, *Structural Concrete*, 6(4), 149-153.
- [2] DIOTALLEVI, P.P., SANDROLINI, F., COSTANTINO, A.B. (2004) - Calcestruzzo strutturale con aggregati naturali e riciclati: indagini teoriche e sperimentali per la sostenibilità, *Atti Giornate AICAP 2004*, Patron, Bologna, 181-185.
- [3] OIKONOMOU, N.D. (2005) - Recycled concrete aggregates, *Cement & Concrete Composites*, 27, 315-318.
- [4] AJDUKIEWICZ, A., KLISZCZEWICZ, A. (2002) - Influence of recycled aggregates on mechanical properties of HS/HPC, *Cement & Concrete Composites*, 24, 269-279.
- [5] XIAO, J., SUN, Y., FALKNER, H. (2006) - Seismic performance of frame structures with recycled aggregate concrete, *Engineering Structures*, 28, 1-8.
- [6] DOS SANTOS, J.R., BRANCO, F., de BRITO, J. (2004) - Mechanical properties of concrete with coarse recycled aggregates, *Structural Engineering International*, 3, 213-215, IABSE.
- [7] DIN (2002) - *DIN 4226-100 Aggregates for concrete and mortar - Part 100: recycled aggregates*, Berlin.
- [8] JIS (2005) - *JIS A5021 Recycled aggregate for concrete class H*, Tokyo.
- [9] JIS (2006) - *JIS A5023 Recycled concrete using recycled aggregate class L*, Tokyo.
- [10] JIS (2004) - *JIS TS A0006 Concrete using recycled aggregate*, Tokyo.
- [11] EXTEBERRIA M., VÁZQUEZ E., MARÍ A., Barra, M. (2007) - Influence of amount of recycled coarse aggregates and production process on properties of recycled aggregate concrete, *Cement and Concrete Research*, 37, 735-742.
- [12] RAHAL K. (2007) - Mechanical properties of concrete with recycled coarse aggregate, *Building and Environment*, 42, 407-415.
- [13] XIAO L., LI J., ZHANG C. (2005) - On statistical characteristics of the compressive strength of recycled aggregate concrete, *Structural Concrete*, 6(4), 149-153.
- [14] MATERAZZI A.L., D'ALESSANDRO A. MONOTTI, S. BRECCOLOTTI M. (2007) - Considerazioni critiche sull'impiego strutturale di calcestruzzi confezionati con aggregati riciclati, *Atti Giornate AICAP 2007*, Salerno, 4-6 Ottobre.
- [15] BRECCOLOTTI M. (2008) - Reliability of reinforced concrete elements made of recycled aggregates, *Atti IWRERM08*, Agosto 21-23.
- [16] D.I. 14 Gennaio 2008 - *Norme Tecniche per le Costruzioni*.
- [17] UNI (2003) - *UNI EN 12390-3:2003 Prova sul calcestruzzo indurito. Resistenza alla compressione dei provini*.
- [18] NOWAK, A.S., COLLINS, K.R. (2000) - *Reliability of Structures*, McGraw-Hill.
- [19] Bozza delle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.I. 14 gennaio 2008.

NUOVO DETTAGLIO PROGETTUALE PER IL RINFORZO A TAGLIO DI TRAVI IN CEMENTO ARMATO CON FRP

Massimo Calda¹, Francesco Fornaini², Letterio Sonnessa³, Federica Quattrucci⁴

1 PRAS S.r.l., Piazza Augusto Imperatore, Roma

2 PRAS S.r.l., Piazza Augusto Imperatore, Roma

3 PRAS S.r.l., Piazza Augusto Imperatore, Roma

4 Dipartimento di Strutture, DIMSAT, Università degli Studi di Cassino, Cassino

SOMMARIO

In questo articolo viene presentato un nuovo dettaglio progettuale per il rinforzo a taglio di travi in c.a. Su travi particolarmente deficitarie di armatura a taglio, dove non potevano essere utilizzati i sistemi usuali di rinforzo, è stato messo appunto un nuovo dettaglio progettuale. In sostanza si è adottato uno strato di transizione (in malta ad alta resistenza) tra il supporto di conglomerato degradato ed il rinforzo costituito da strisce in FRP. Inoltre per l'ancoraggio delle strisce si è adottato un dettaglio che fornisce una chiave meccanica di taglio. Successive prove effettuate in laboratorio hanno fornito risultati più che positivi ed hanno praticamente validato sia i coefficienti di calcolo, sia i dettagli costruttivi.

SUMMARY

This paper describes a new detail for the FRP shear of reinforced concrete beams. This shear strengthening has been obtained by means of FRP strips, laid at 45° to wrap the sides and the lower part of the beams. The design made use of a transition layer in high strength mortar, in order to improve the bond between the poor quality existing concrete of the beams and the FRP strips. The bond was further improved by a mechanical key, inserting pultruse bars in the groove just below the slab. During the works, a number of beams, which were to be demolished, were extracted and used to perform tests on the efficiency of the FRP strengthening. The results validated both the calculation method and the details used.

1. INTRODUZIONE

1.1 Stato di fatto

La sede della Dogana Fluviale di Roma, realizzata nel 1929, in prossimità del fiume Tevere, è un edificio con struttura portante in calcestruzzo armato di dimensioni in pianta pari a 75mx36m su quattro piani (vedi Fig. 1).

La struttura portante è realizzata con telai e solai (dello spessore di 12cm) in calcestruzzo armato e pareti perimetrali in muratura. La struttura portante evidenziava una diffusa fessurazione anche se non era evidente la causa di tale deterioramento. Da un'indagine visiva, risultava inoltre che la struttura era stata oggetto di alcuni interventi localizzati di ristrutturazione, quali una serie di pali di diametro 300mm (collegati alle intersezioni delle travi continue di fondazione), l'eliminazione di un giunto di dilatazione, il rinforzo di alcuni pilastri mediante la realizzazione di camice in c.a.



Figura 1 – Dogana del Porto fluviale, Roma

1.2 Progetto di ristrutturazione

Il progetto di ristrutturazione doveva tener conto delle azioni sismiche (una novità per il territorio di Roma) in ottemperanza delle indicazioni contenute nella nuova normativa.

La struttura esistente è stata analizzata con un'indagine estesa che ha individuato un calcestruzzo di classe C10, armature in acciaio dolce con resistenza allo snervamento pari a $220 \cdot 10^6$ N/mq ed ha evidenziato due diverse qualità costruttive, di cui una, limitata ad un'area ristretta, particolarmente scadente.

La scarsa qualità del calcestruzzo è sembrata collegata all'utilizzo di aggregati di grandi dimensioni ed alle procedure di getto impiegate all'epoca della costruzione (eccessivo contenuto di acqua ed assenza di vibratura). Le armature di rinforzo riscontrate nei vari elementi strutturali erano in generale scarse, al punto da non soddisfare i requisiti di resistenza oggi necessari.

Nonostante il diffuso sotto-dimensionamento, l'edificio è sopravvissuto a periodi in cui è stato sottoposto a carichi di notevole intensità e, anche se si sono manifestati fenomeni di deterioramento, non si sono verificate situazioni critiche.

Si è deciso di rinforzare le strutture e sono stati individuati una serie di interventi, anche in riferimento alle azioni in caso di sisma:

- nuove solette in c.a. in estradosso ai solai esistenti;
- realizzazione di camice sui pilastri con malte speciali;
- rinforzo a flessione delle travi con l'aggiunta di nuova armatura inferiore in mezzera;
- **rinforzo a taglio** delle travi utilizzando il dettaglio strutturale con chiave meccanica.

2. REALIZZAZIONE DEL RINFORZO A TAGLIO

2.1 Criteri di scelta del rinforzo

Oltre a tutti gli interventi su menzionati, è apparsa evidente la necessità di rinforzare le travi esistenti per le azioni di taglio, sia per lo stato di forte degrado in cui versava la struttura, sia per l'evolversi delle Normative e degli studi in ambito strutturale, posteriori alla nascita della struttura in oggetto, che impongono la verifica nel caso di azioni sismiche.

Il metodo canonico, dell'aumento di armatura a taglio e ripristino del calcestruzzo, appariva di difficile esecuzione, poiché troppo invasivo per il materiale strutturale a rischio di distacco. Mentre la semplice fasciatura della trave con FRP risultava inapplicabile a causa delle scadenti qualità del calcestruzzo, che assicurava poca adesione tra FRP e calcestruzzo. E' stato quindi sviluppato un nuovo dettaglio progettuale per effettuare l'intervento.

2.2 Nuovo dettaglio progettuale per il rinforzo a taglio

A causa delle problematiche su esposte è stato studiato un nuovo dettaglio progettuale per il rinforzo a taglio di travi in calcestruzzo armato, che vengono a trovarsi in situazioni così complesse.

L'intervento ha compreso le seguenti lavorazioni (vedi Fig. 2 e Fig. 3):

- applicazione di primer bicomponente per creare un opportuno strato di interfaccia;

- ripristino della sezione con malta ad alta resistenza, con creazione di smussi;
- fasciatura dell'estradosso trave (base e lati) con nastro in fibra di carbonio unidirezionale da 300gr/mq, con matrice epossidica;
- inserimento di barre in FRP pultruso negli angoli superiori della trave, per ammorzare le strisce di FRP nella trave.

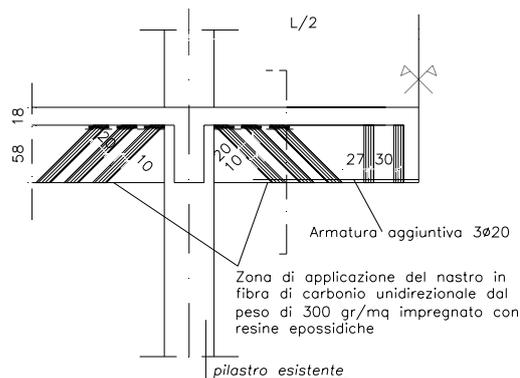


Figura 2 – Prospetto dettaglio intervento

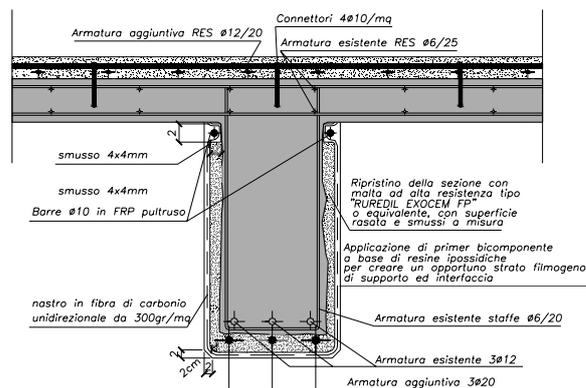


Figura 3 – Sezione dettaglio intervento

2.3 Modello di calcolo

Il calcolo della resistenza a taglio delle travi dopo il consolidamento è stato effettuato su un modello di trave appoggiata, secondo i criteri dettati dalla CNR - DT200/2004 (vedi Equazione 1).

Nel progetto esecutivo di ristrutturazione le verifiche sono state eseguite considerando una resistenza caratteristica del calcestruzzo $R_{ck} = 10$ N/mm².

La formula utilizzata nel calcolo (DT_200/2004, par.4.3.3):

$$V_{Rd} = \min(V_{cd} + V_{wd} + V_{fd}, V_{Rd,max}) \quad (1)$$

dove V_{cd} e V_{wd} rappresentano rispettivamente, il contributo del calcestruzzo e dell'acciaio, V_{fd} è il contributo del rinforzo in CFRP e $V_{Rd,max}$ è la resistenza della biella compressa di calcestruzzo.

In questa espressione, sono stati considerati i seguenti coefficienti correttivi:

- γ_{fd} = coefficiente parziale del composito=1,5 (Tab. 3-2, CNR-DT200/2004)
- γ_c = coefficiente parziale del calcestruzzo=1,6 (Prospetto 6-I, D.M. 09/01/1996)

Sommando i vari contributi, si è ottenuto un carico di taglio di progetto pari a:

$$V_{Rd} = 168 \text{ KN}$$

2.4 Prove in laboratorio

Durante l'esecuzione dei lavori, una serie di travi, che dovevano essere demolite, sono state asportate ed utilizzate per eseguire delle prove di laboratorio atte a validare l'intervento progettato, fornendo una stima della resistenza a taglio ed a flessione delle travi consolidate.

Le prove sono state eseguite dapprima provando le travi nella loro condizione originaria, non andando oltre il campo elastico, e successivamente dopo l'opera di consolidamento.

Vedi ad esempio la Tabella 1.

Tabella - Confronto tra la Resistenza a taglio di progetto e la Resistenza a taglio ottenuta dalle prove di laboratorio
Resistenze:N/mm² Taglio:KN

Trave	1	2
Resistenza di calcolo cls	10	10
Resistenza acciaio	273.91	273.91
Taglio resistente di progetto	168	168
Taglio resistente da prove	213.75	212.75
Coefficiente di sicurezza	1.27	1.26

Parallelamente sono state svolte prove per stimare la resistenza effettiva dei materiali, in particolare la resistenza a compressione del calcestruzzo, e la resistenza a trazione delle barre di armatura, a tal fine sono state prelevate delle carote e dei monconi d'acciaio. Inoltre sono state eseguite prove sclerometri che ed ultrasoniche (metodo Sonreb) lungo i fianchi delle due travi al fine di valutare l'omogeneità del getto.

I risultati ottenuti sono presenti nella Tabella 2.

Tabella 2: Risultati prove sui materiali
N/mm²

Trave	1	2
Resistenza cls	15.7	10.4
Resistenza acciaio	273.91	273.91

* Resistenze medie dei materiali

A seguito delle prove sui materiali, con cui si sono ottenuti gli effettivi valori di resistenza del calcestruzzo, è stata ricalcolata la resistenza a taglio di progetto (vedi Tab. 3).

Le prove hanno fornito dei risultati estremamente soddisfacenti, evidenziando che i valori di resistenza assunti

nel progetto erano comunque cautelativi, con un margine di sicurezza di circa il 5% .

Vedi ad esempio la Tabella 3.

Tabella 3 - Confronto tra la Resistenza a taglio di progetto (usando i valori di resistenza dei materiali ottenuti con le prove, Tab.1) e la Resistenza a taglio ottenuta dalle prove di laboratorio
Resistenze:N/mm² Taglio:KN

Trave	1	2
Resistenza cls	15.7	10.4
Resistenza acciaio	273.91	273.91
Taglio resistente effettivo	203.60	171.23
Taglio resistente da prove	213.75	212.75
Coefficiente di sicurezza	1.05	1.24

3. CONCLUSIONI

Alla luce di quanto esposto nella memoria è possibile, a seguito soprattutto dell'interpretazione della campagna di prove (vedi Tab. 4) che:

- i valori di resistenza unitaria riscontrati sulle carote prelevate dalle travi ha validato la scelta di assumere in sede di progetto un R_{ck} 10N/mm²;
- i valori di resistenza della sezione riscontrati con le prove a rottura hanno validato sia il procedimento di calcolo utilizzato in sede di progetto (CNR-DT 200/2004) sia i dettagli costruttivi adottati.

Tabella 4: Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti
KN

Trave	1	2
Taglio resistente di progetto	168	168
Taglio resistente effettivo	203.60	171.23
Taglio resistente da prove	213.75	212.75
Coefficiente di sicurezza di progetto	1.27	1.26
Coefficiente di sicurezza di calcolo	1.05	1.24

Il sistema di intervento qui presentato, si è rivelato molto efficace. Gli ottimi risultati delle prove a rottura hanno consentito di validare sia il metodo di calcolo sia il dettaglio costruttivo di ancoraggio. Tale dettaglio progettuale, proprio per l'affidabilità che ha dimostrato, è estendibile a molti casi analoghi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CNR-DT200/2004, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati, 13 Luglio 2004.
- [2] CICE (Composites in Civil Engineering) (2008) – PBO FRCM composites to strengthen R.C. beams: mechanics of adhesion and efficiency. A. Di Tommaso & F. Focacci, DCA-IUAV, Università di Venezia; G. Mantegazza, Ruredil S.p.a., San Donato Milanese.
- [3] Spazio Sport n124, 9/99 (Le scelte architettoniche del nuovo stadio di Firenze) (1999) – La copertura dello stadio sottoposta a prove in galleria del vento. A. Dal Monte & Massimo Calda.
- [4] Atti del Convegno ICCREA 6/01 (Manutenzione e recupero nella Città storica- L'inserimento del nuovo nel vecchio) (2001) – Consolidamento strutturale con laminati polimerici rinforzati con fibra di vetro. U. Petroselli, M. Calda.
- [5] Costruire in laterizio n85/02 (2002) – Interventi di consolidamento e restauro del ponte Nomentano in compositi in fibre di vetro. M. Calda.
- [6] L'Edilizia n128, 6/03 (2003) – Palazzo Gentili: il rinforzo di un edificio storico con compositi in fibre di vetro. A. Trimboli, M. Calda.
- [7] Atti del Convegno IABSE Milano 7/03 (L'approccio concettuale alla progettazione strutturale) (2003) – Rinforzo a taglio di travi in cemento armato con speciale matrice cementizia e fibre di carbonio. A. Trimboli, M. Calda.
- [8] Costruire 5/04 (2004) – Le ali della leggerezza: copertura in materiali compositi della nuova sede del Tribunale di Pescara. A. Trimboli, M. Calda.
- [9] Atti del Convegno INSTEGI Roma 5/05 (2005) – Il progetto strutturale: storia, rischio e qualità.
- [10] 4TH specialty conference of the conceptual approach to structural design 6/07 (2007) – Assessment of a low cost system for the retrofit of a masonry building, through dynamic testings. A.L. Materazzi, Università di Perugia; M. Calda, PRAS srl; F. Fornaini, PRAS srl; F. Quattrucci, PRAS srl.
- [11] JAC Composites (2007) – Two cases of retrofit with composite materials for historical buildings. M. Calda.

INFLUENZA DEL CONFINAMENTO DEL CALCESTRUZZO CON FRP SULLA STABILITA' DELLE BARRE COMPRESSE DI ELEMENTI IN C.A.

Giuseppe Campione, Nunzio Miraglia

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Aerospaziale e Geotecnica, Università di Palermo

SOMMARIO

Si esamina l'influenza degli FRP sulla stabilità delle barre longitudinali compresse di elementi in c.a. Il presente lavoro di natura teorica focalizza l'attenzione al caso di pilastri in c.a. con sezione trasversale quadrata e prevede una prima fase di acquisizione di modelli noti in letteratura dei legami costitutivi in compressione del calcestruzzo confinato, dalle armature trasversali, dell'FRP in trazione e delle barre d'acciaio compresse in presenza di effetti del secondo ordine. Una seconda fase è rivolta allo studio del problema dell'instabilità delle barre longitudinali con un modello a rigidità diffusa ed alla sua applicazione al caso di colonne armate con barre longitudinali di spigolo e di lato e fasciate esternamente con FRP. Si eseguono quindi delle analisi numeriche rivolte alla determinazione delle curve carico-accorciamento delle colonne compresse comprensive dei contributi del calcestruzzo e delle barre. Infine, dopo un confronto teorico-sperimentale sulla base di risultati recentemente ottenuti dagli autori, si forniscono indicazioni progettuali che si confrontano con quelle fornite dalle più recenti norme.

SUMMARY

In the present paper the influence of the external wrapping of R.C. columns with FRP on the overall buckling of longitudinal bars is examined. The case of study refers to a short compressed R.C. member having square transverse cross-section and reinforced with eight longitudinal bars (four at the corners and four along the sides) and transverse stirrups. A first phase of the investigation was addressed to study the constitutive laws of constituent materials (confined concrete core, steel bars in compression and in tension, FRP in tension.) The second phase of the research was addressed to develop a simple mechanical model based on the study on an elastic beams on elastic springs subjected to compressive forces and to the determination of the stiffness of the equivalent springs (effects of FRP, concrete cover and stirrups). Based on the above mentioned information complete load-shortening curves in compression of R.C. members are derived and comparison with existing experimental data was made.

1. INTRODUZIONE

Un'attenta analisi del problema della stabilità delle barre compresse di pilastri in c.a. risulta, come è ben noto, di notevole importanza sia nell'ottica della valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato che di quella statica che si può verificare in quegli edifici che, se pur soggetti prevalentemente a carichi verticali, sono caratterizzati da degrado di materiale ed espulsione dei copriferri. In quest'ultimo caso, con particolare riferimento ai pilastri, se le staffe sono disposte con passo rado ed il copriferro è stato espulso, le barre compresse risultano sensibili all'instabilità con conseguenze sul comportamento dell'intero elemento strutturale che può risultare particolarmente fragile. Per contenere tali effetti, oltre all'uso di idonee staffature, tiranti, adeguati diametri delle barre e robusti copriferri, si possono adottare fasciature esterne con materiale composito fibro-rinforzato (FRP). Quest'ultimo intervento, oltre ad essere di tipo non invasivo e di facile applicazione, permette, nei casi in cui il copriferro è stato

espulso, di ripristinare il contrasto laterale e di ridurre il rischio dell'instabilità delle barre compresse, aumentando le doti di resistenza e di duttilità dell'elemento.

2. MODELLO ANALITICO PER PILASTRI FASCIATI CON FRP

Il comportamento della colonna fasciata con FRP viene qui trattato considerando separatamente il contributo del nucleo confinato e delle barre longitudinali includendo per esse anche gli effetti del secondo ordine. I legami costitutivi del calcestruzzo (confinato e non), dell'acciaio e dell'FRP qui adottati sono quelli proposti in letteratura [1]. Il contributo delle barre longitudinali viene calcolato determinando la lunghezza critica ed il carico critico della barra in presenza di fasciatura con FRP. A tal fine si calcola preliminarmente la rigidità laterale offerta dal copriferro, dalle staffe e dall'FRP.

Ci si riferisce ad una colonna corta semplicemente compressa avente sezione trasversale quadrata (vedi Fig. 1).

Le armature sono costituite da otto barre longitudinali di cui quattro disposte agli spigoli di area A_{11} e quattro disposte sui lati di area A_{12} .

Le colonne sono armate anche con staffe in acciaio poste con passo s . La fasciatura esterna in FRP è applicata previo smussamento degli spigoli con adeguati raggi di raccordo (minimo 20 mm, come suggerito dalle CNR-DT [1]). Il copriferro effettivo è pari a δ .

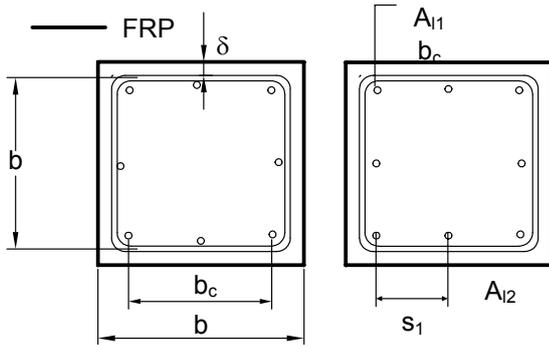


Figura 1 - Caso di studio

2.1 Legami costitutivi del calcestruzzo

Si forniscono preliminarmente i legami costitutivi dei singoli contribuenti (calcestruzzo e barre di acciaio) e quindi si presenta la procedura per la determinazione della risposta complessiva della colonna in termini di curve carico-accorciamento.

Il legame σ - ϵ che si adotta per il calcestruzzo confinato con FRP (con esso si intende quello interno al lato b essendo anche il copriferro trattenuto dall'FRP) è quello proposto nelle CNR-DT [1] e mostrato in Fig. 2.

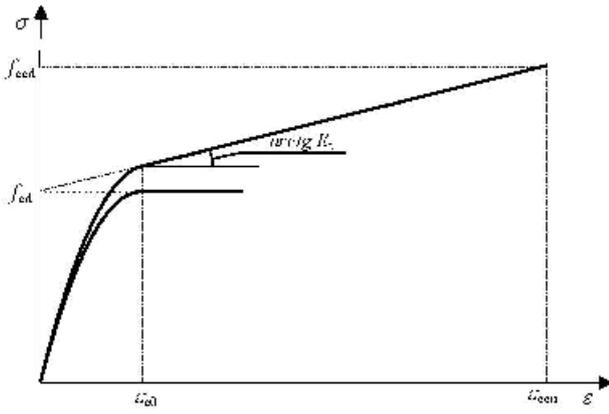


Figura 2 - Legame costitutivo CNR-DT 200/2004 per calcestruzzo confinato con FRP

Il legame analitico adottato ha espressione:

$$f_c = f'_{co} \cdot (a \cdot \bar{\epsilon} - \bar{\epsilon}^2) \quad \text{per } 0 \leq \bar{\epsilon} \leq 1 \quad (1)$$

$$f_c = f'_{co} \cdot (1 + b \cdot \bar{\epsilon}) \quad \text{per } 1 \leq \bar{\epsilon} \leq \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{co}} \quad (2)$$

Nell'Eq. (1) e (2) i simboli introdotti hanno il seguente significato:

- $\bar{\epsilon}$ è un coefficiente adimensionale pari a $\bar{\epsilon} = \epsilon/\epsilon_{co}$;
- f'_{co} e ϵ_{co} sono rispettivamente la massima tensione e la corrispondente deformazione del calcestruzzo non confinato (quest'ultima assunta nel seguito pari a 0.002);
- a e b sono dei coefficienti aventi espressione:

$$a = 1 + \gamma \quad b = \gamma - 1 \quad (3)$$

con γ ed E_t espressi da:

$$\gamma = \frac{f'_{co} + E_t \cdot \epsilon_{co}}{f'_{co}} \quad (4)$$

$$E_t = \frac{f'_{cc} - f'_{co}}{\epsilon_{ccu}} \quad (5)$$

con ϵ_{ccu} la deformazione del calcestruzzo confinato la cui espressione, di seguito riportata, è quella fornita in [1], con f'_{cc} la tensione di rottura del calcestruzzo confinato espressa da [1]:

$$f'_{cc} = f'_{co} \cdot \left[1 + 2.6 \cdot \left(\frac{f_1}{f'_{co}} \right)^{2/3} \right] \quad (6)$$

ed f_1 la pressione efficace di confinamento dovuta all'FRP espressa da:

$$f_1 = \frac{2 \cdot t \cdot E_f \cdot \epsilon_{rid}}{b} \cdot \frac{(b - 2 \cdot r)^2}{3 \cdot b^2} \quad (7)$$

essendo r il raggio di raccordo da adottare prima della fasciatura ed ϵ_{rid} fornito in [1].

Tale deformazione, che dipende dal fattore ambientale e dal tipo di fibra impiegato, assume un valore inferiore o al più uguale a quello di rottura della fibra che è a sua volta penalizzato con un coefficiente parziale di sicurezza.

In presenza di staffatura discontinua alla pressione di confinamento fornita dalla Eq. (7) è necessario aggiungere quella dovuta alle staffe e dedotta, ad esempio, con il modello di [2], che qui si riporta nella forma:

$$f_1 \cong \frac{2 \cdot \omega_{st} \cdot f_y}{b \cdot s} \cdot \left(1 - \sum \frac{w_i^2}{16 \cdot b_c^2} \right) \cdot \left(1 - \frac{s^2}{2 \cdot b_b} \right)^2 \quad (8)$$

essendo ω_{st} l'area della staffa, w_i il lato della i -esima parabola definita come in [2].

Nella Eq. (5), come già detto, ϵ_{ccu} è la deformazione massima del calcestruzzo confinato, cioè quella corrispondente alla deformazione massima del tessuto e definita come:

$$\epsilon_{ccu} = 0.0035 + 0.015 \cdot \sqrt{\frac{f_f}{f'_{co}}} \quad (9)$$

2.2 Legami costitutivi dell'acciaio

Il legame σ - ε dell'acciaio in trazione è quello proposto da Dhakal e Maekawa [3] nella seguente forma:

$$\sigma_s = \begin{cases} \varepsilon_s \cdot E_s & \text{per } \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_y & \text{per } \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq 8 \cdot \varepsilon_y \\ \varepsilon_s \cdot E_s + (\varepsilon_s - \varepsilon_y) \cdot E_p & \text{per } 8 \cdot \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq 40 \cdot \varepsilon_y \end{cases} \quad (10)$$

dove ε_y è la deformazione in corrispondenza dello snervamento, E_s è il modulo di Young. E_p è il modulo plastico del legame bilineare dell'acciaio, assunto uguale $0.03 E_s$.

Il legame σ - ε dell'acciaio compresso utilizzato è quello di [3] ed è stato ricavato dall'elaborazione dei risultati provenienti dalla microanalisi condotta su barre di lunghezza L e di diametro ϕ in cui l'instabilità si verifica in campo anelastico.

In Fig. 3 è mostrato il legame tensione-deformazione relativo ad una barra soggetta ad una prova di compressione monotonica, in cui l'instabilità si verifica in campo anelastico [3].

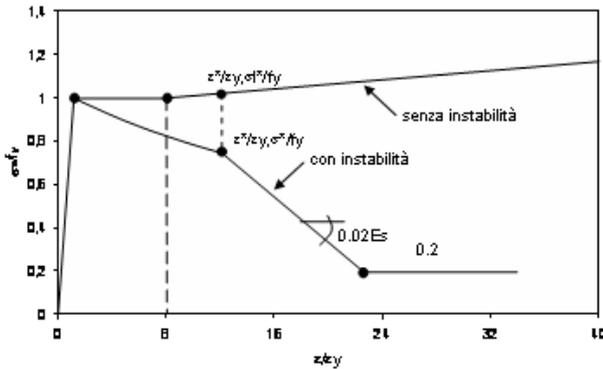


Figura 3 - Legame tensione-deformazione dell'acciaio in compressione

Il punto di coordinate $(\varepsilon^*/\varepsilon_y, \sigma^*/\sigma_y)$ è un punto intermedio dopo il quale il modulo di elasticità si assume pari a $0.02E_s$, questo tratto decrescente prosegue fino a quando la tensione media nell'acciaio raggiunge il valore di $0.2f_y$.

Il legame tensione-deformazione in compressione può essere rappresentato analiticamente con la seguente equazione:

$$\frac{\sigma}{\sigma_1} = 1 - \left(1 - \frac{\sigma^*}{\sigma_1}\right) \cdot \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_y}{\varepsilon^* - \varepsilon_y}\right) \quad \text{per } \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon^* \quad (11)$$

$$\sigma \geq 0.2 \cdot f_y; \sigma = \sigma^* - 0.02 \cdot E_s \cdot (\varepsilon - \varepsilon^*) \quad \text{per } \varepsilon > \varepsilon^*$$

dove σ_1 è la tensione corrispondente alla deformazione ε valutata nel legame costitutivo dell'acciaio non instabile, mentre σ^* è quella corrispondente alla deformazione ε^* valutata nel legame costitutivo dell'acciaio non instabile.

Le coordinate del punto intermedio $(\varepsilon^*/\varepsilon_y, \sigma^*/\sigma_y)$ si calcolano mediante l'utilizzo delle seguenti equazioni:

$$\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} = 55 - 2.3 \cdot \sqrt{\frac{f_y}{100}} \cdot \frac{L}{\phi} ; \frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} \geq 7 \quad (12)$$

$$\frac{\sigma^*}{\sigma_1} = \alpha \cdot \left(1.2 - 0.016 \cdot \sqrt{\frac{f_y}{100}} \cdot \frac{L}{\phi}\right) ; \frac{\sigma}{f_y} \geq 0.2$$

La presenza di α nell'Eq. (12) è dovuta al tipo di legame costitutivo che si sceglie per l'acciaio, precisamente: $\alpha = 1$ se il comportamento della barra è elasto-plastico-incrudente, mentre $\alpha = 0.75$ se il comportamento è elastico-perfettamente plastico.

2.3 Determinazione del carico critico e della lunghezza critica della barra longitudinale

Ai fini della determinazione del carico e della lunghezza critica della barra compressa si fa riferimento al modello di Russo e Terenzani [4], proposto per colonne confinate da staffe e qui opportunamente modificato nel caso di colonna fasciata con FRP.

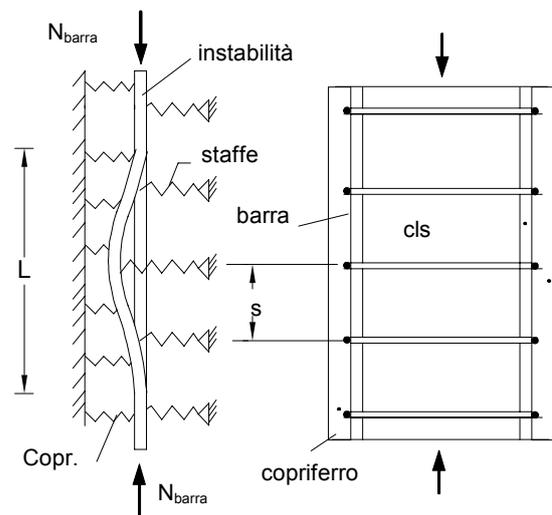


Figura 4 - Modello meccanico per l'instabilità della barra longitudinale nel caso di sezione con staffe

Nel modello di Russo e Terenzani [4] nel calcolo della lunghezza e del carico critico della barra di spigolo si è messa in conto la rigidità laterale offerta dalle staffe pensata distribuita nel tratto s .

La tensione critica σ_{cr} e la lunghezza critica L risultano, come anche ricavato in [4], nella forma:

$$\sigma_{cr} = 3.3 \cdot \frac{\sqrt{\beta \cdot E_r \cdot J_1}}{A_1} = 0.2 \cdot \sqrt{\beta \cdot E_r} \quad (13)$$

$$L = 4.4 \cdot \left(\frac{E_r \cdot J_1}{\beta}\right)^{\frac{1}{4}} = 0.47 \cdot \left(\frac{E_r \cdot \phi^4}{\beta}\right)^{0.25} \quad (14)$$

essendo E_r il modulo ridotto della barra dedotto come proposto da [5] e β la rigidità diffusa che tiene conto della presenza di staffe, copriferro ed FRP.

Dalle due espressioni (Eq. 13, 14) appare evidente che la rigidità offerta dal contrasto gioca un ruolo fondamentale sul problema della stabilità della barra compressa. Infatti all'aumentare di β la tensione critica aumenta e la lunghezza L si riduce.

Per il calcolo di E_r ci si riferisce alle CNR-DT [1] che suggeriscono la seguente espressione semplificata che in accordo con la procedura proposta in [5]:

$$E_r = \frac{4 \cdot E_s \cdot E_i}{(\sqrt{E_s} + \sqrt{E_i})^2} \quad (15)$$

essendo E_i il modulo di elasticità tangente in campo plastico delle barre di armature longitudinale.

Ai fini del calcolo di β occorre osservare che per le barre di spigolo si ipotizza che l'instabilità avvenga lungo la direzione della diagonale della sezione, mentre, per le barre di bordo, che essa avvenga nella direzione normale al lato, come mostrato dallo schema in Fig. 5.

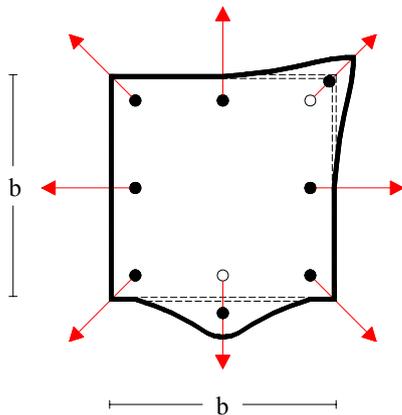


Figura 5 - Possibili meccanismi di sbandamento delle barre di spigolo e d'angolo

Nel seguito nel calcolo delle rigidità si fa riferimento a tre possibili valori di β .

Il primo valore, corrispondente all'espulsione del copriferro e si ha quando si raggiunge la resistenza a trazione del calcestruzzo e la staffa è in campo elastico.

Il secondo valore, che è rispetto al primo ridotto, corrisponde alla situazione in cui il copriferro è stato espulso, le staffe sono snervate e l'FRP è in fase elastica.

Il terzo valore (ulteriormente ridotto rispetto ai precedenti) si ha quando l'FRP raggiunge la deformazione ultima e le staffe sono snervate.

Nel seguito si esamina prima il caso della barra di spigolo e poi quella di lato.

2.3.1 Caso di barra di spigolo

Nel caso di barra di spigolo, con riferimento al modello di Fig. 6, la rigidità del vincolo può calcolarsi come l'inverso dello spostamento prodotto da una forza unitaria agente in

direzione della diagonale del quadrato e su una trave costituita dall'insieme di staffa-copriferro-FRP ed avente solo rigidità assiale.

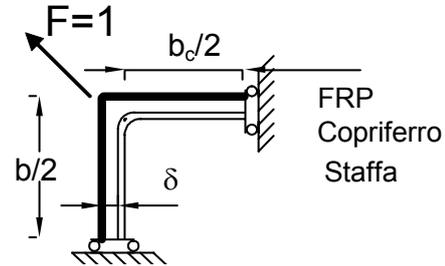


Figura 6 - Modello di calcolo della rigidità del contrasto per barra di spigolo

Il contributo dovuto alla staffa (distribuito nel tratto s) risulta:

$$\beta_{\text{staffe}} = 2 \cdot E_s \cdot \frac{\omega_{st}}{b_c \cdot s} \quad (16)$$

Il contributo offerto dal copriferro è pari a:

$$\beta_{\text{copriferro}} = 2 \cdot E_{ct} \cdot \frac{\delta}{b - \delta} \cdot \frac{s}{s} \quad (17)$$

dove E_{ct} è il modulo elastico del calcestruzzo in trazione ottenuto con l'espressione $E_{ct} = 2500 \cdot \sqrt{f_{co}}$.

Ed infine il contributo del tessuto è pari a:

$$\beta_{\text{FRP}} = 2 \cdot E_f \cdot \frac{t}{b} \quad (18)$$

In presenza di staffe, copriferro ed FRP la rigidità si assume pari alla somma dei tre contributi prima ricavati.

Trascurando il contributo delle staffe ed assumendo che le barre longitudinali siano snervate (in assenza di copriferro) è possibile ricavare dalla Eq. (13), assumendo $\sigma_{cr} = f_y$ lo spessore minimo del tessuto.

Il documento CNR-DT [1] suggerisce, seguendo questa procedura, di adottare come spessore minimo della fasciatura il valore:

$$t \cong 10 \cdot \frac{b \cdot n}{E_f} \quad (19)$$

essendo n il numero totale delle barre longitudinali in condizione di potenziale svergolamento ed E_f il modulo elastico delle fibre valutato come in [1].

2.3.2 Caso di barra di lato

Nel caso delle barre di lato il fenomeno dell'instabilità si verifica prima rispetto alle barre poste agli spigoli a causa della

differenti rigidità laterale offerta dal copriferro, dalle staffe e dall'FRP, che è di tipo flessionale e non assiale.

Il modello per il calcolo della rigidità del vincolo è quindi quello mostrato in Fig. 7. In questo caso la rigidità si assume come l'inverso dello spostamento prodotto da una forza unitaria agente in mezzzeria su una trave formata dal copriferro, dalla staffa e dall'FRP. Nel caso dell'FRP il comportamento che qui si assume è quello di una fune irrigidita da un tiro noto e pari al prodotto della tensione di calcolo per lo spessore del tessuto.

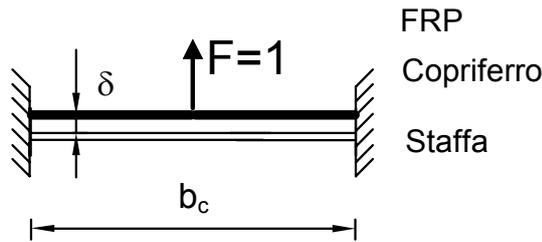


Figura 7 - Modello di calcolo della rigidità del contrasto per barra di lato

Per il calcolo della rigidità offerta dal copriferro e dalla staffa con riferimento al modello a trave si ha:

$$\beta_{\text{copriferro}} = 16 \cdot E_{ct} \cdot \left(\frac{\delta}{b_c} \right)^3 \quad (20)$$

$$\beta_{\text{staffe}} = \frac{3 \cdot \pi \cdot E_s \cdot \omega_{st}^4}{s \cdot b_c^3} \quad (21)$$

Mentre nel caso dell'FRP si deve rilevare che lo strato di avvolgimento non possiede direttamente rigidità flessionale, ma la acquisisce non appena le fibre vengono poste in trazione. All'aumentare dello sforzo di trazione aumenta la rigidità flessionale del materiale e conseguentemente diminuiscono le deformazioni laterali. Questo comportamento è molto simile a quello di una fune soggetta ad un carico P (che è la spinta della barra) applicato in mezzzeria e irrigidita da una forza di estremità. In questo caso l'abbassamento in mezzzeria indotto da una forza unitaria e per assegnata forza laterale risulta [6]:

$$w\left(\frac{b}{2}\right) = \frac{1}{2 \cdot t \cdot (E_f \cdot \epsilon_{ud})} \cdot \frac{b}{2} \quad (22)$$

L'inverso è la rigidità laterale cercata, relativa all'avvolgimento in FRP che è espressa da:

$$\beta_{\text{FRP}}^{\text{lato}} = \frac{4 \cdot t \cdot E_f \cdot \epsilon_{ud}}{b} \quad (23)$$

In presenza di staffe, copriferro ed FRP la rigidità può assumersi pari alla somma dei tre contributi prima ricavati.

Ovviamente anche in questo caso (come per le barre di spigolo) occorre calcolare le rigidità nelle vari fasi (rottura copriferro, snervamento staffe e strappo tessuto). Studi recenti presenti in letteratura [7] hanno esaminato questo problema pervenendo ad espressioni per il calcolo della rigidità del contrasto simili a quelle qui ricavate.

Nel caso del modello qui considerato si osserva che lo strato di FRP fornisce un contrasto nettamente maggiore per le barre di spigolo rispetto a quelle di lato. Ciò perché il contributo per le barre di lato è dovuto essenzialmente all'effetto irrigidite in flessione del tessuto connesso al tiro, contributo che è di un uno o due ordini di grandezza inferiore di quello assiale.

Da quanto detto fino ad ora ne consegue che la barra di spigolo e quella di lato sono affette da lunghezze critiche diverse e conseguentemente da diagrammi costitutivi diversi. La barra di lato presenta sempre tensioni critiche molto basse e svergola in fase elastica e pertanto è ragionevole non considerarla ai fini della portanza della colonna.

3. APPLICAZIONE DEL MODELLO PROPOSTO

Per evidenziare alcuni aspetti significativi del problema qui analizzato si sviluppa un esempio di calcolo che si riferisce ad una colonna corta con sezione trasversale quadrata di lato 250 mm, armata con 8 barre da 12 mm e staffe da 6 mm con passo 400 mm. Il copriferro è pari di 20 mm. Il calcestruzzo ha R_{ck} 30 MPa e l'acciaio è del tipo Feb 44k.

Si esamina anche il caso di una stessa colonna fasciata con FRP e per essa si adotta $r = 20$ mm. Si considerano due tipi di fibre: - carbonio con spessore equivalente di tessuto secco: 0.165 mm, modulo elastico 230 GPa ed allungamento a rottura 1.5%; - vetro di uguale spessore, modulo 70 GPa e allungamento a rottura 3.5%. Applicando la Eq. (19) risulta che per fibra di carbonio lo spessore minimo è 0.019 mm, mentre per quella di vetro è 1.63 mm. Inoltre nei confronti di seguito riportati si sono adottati per i materiali i valori di resistenza di calcolo forniti dalle norme [1].

In Fig. 8 si mostrano due tipiche curve carico-accorciamento per le colonne considerate e relative alle due diverse fasciature.

Dall'andamento dei grafici si evince che adottando fibre di carbonio la rigidità del contrasto assicura che la barra longitudinale non svergoli durante il caricamento della colonna. Ne risulta quindi che il contributo delle barre longitudinali snervate è presente fino al raggiungimento della deformazione ϵ_{ud} del tessuto, con evidenti vantaggi nel caso in cui la membratura sia progettata in zona sismica.

Nel caso invece di fibre di vetro di uguale spessore (o analogamente se si adotta uno spessore di fibre di carbonio inferiore a quello fornito dalla Eq. (19)) l'instabilità della barra compressa si verifica allo snervamento delle barre longitudinali rendendo nullo il contributo delle stesse e con conseguenze negative sulla vulnerabilità della colonna in zona sismica. Sulla base delle considerazioni fino a qui fornite appare evidente che uno degli aspetti fondamentali da controllare applicando la fasciatura con FRP su pilastri esistenti e da adeguare sismicamente (come tali con debole o assenza di staffe) è quello della verifica di stabilità delle barre compresse. Se l'instabilità si verifica subito dopo lo snervamento delle barre la presenza dell'FRP risulta pressoché inefficace.

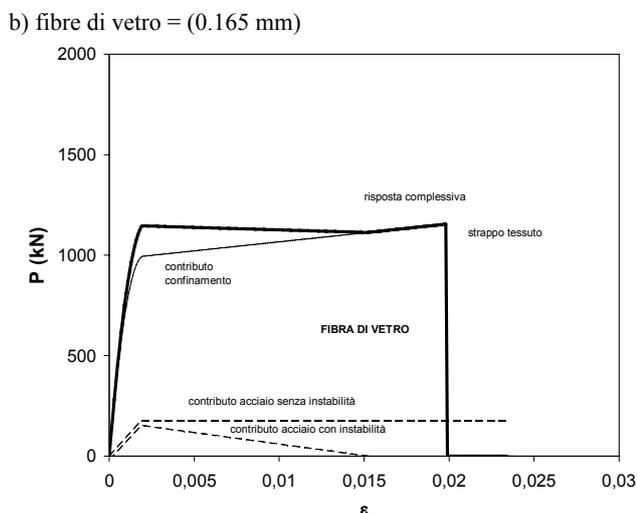
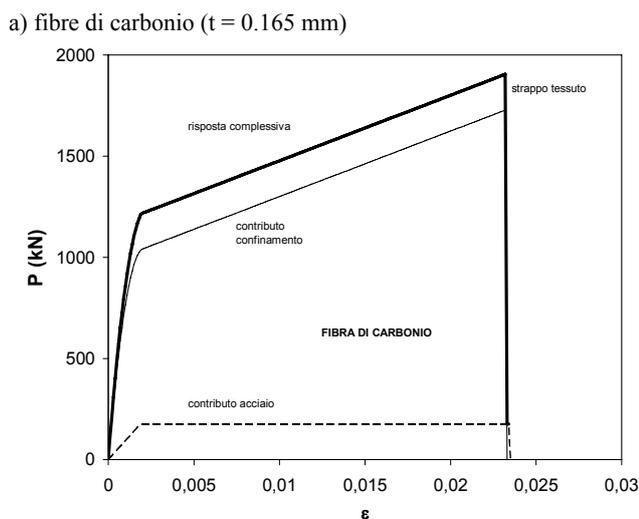


Figura 8 – Curve carico-accorciamento per colonne fasciate

Per quanto riguarda la determinazione della portanza della colonna, occorre osservare che dato che le barre di bordo si instabilizzano prima di quelle di spigolo (poiché come già detto la rigidità del contrasto in FRP è irrisoria sulle barre di lato) è necessario, nella maggior parte dei casi concreti, omettere nel calcolo della portanza il contributo fornito dalle barre di bordo. Per le barre di spigolo, se si adotta uno spessore minimo di fasciatura (ad esempio il valore suggerito dalle CNR-DT 200/2004) il contributo delle barre di spigolo deve essere considerato.

4. CONFRONTO TEORICO-SPERIMENTALE

In questo paragrafo si opera un confronto teorico-sperimentale sulla base di recenti risultati ottenuti in [8]. L'indagine sperimentale di riferimento [8] ha previsto il confezionamento di elementi di calcestruzzo di forma prismatica a sezione quadrata, di dimensioni 100 x 340 mm, realizzati con conglomerato di normale resistenza.

In Fig. 9 si mostra la geometria dei provini e i dettagli delle armature impiegate. Le armature trasversali impiegate sono costituite da staffe di diametro $\phi = 4$ mm a passo $s = 20$ e 40 mm.

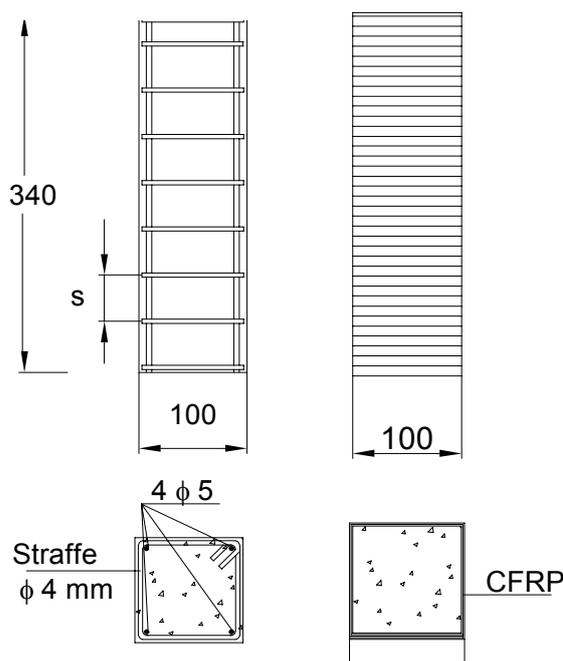


Figura 9 - Armature impiegate e relativa geometria dei provini

Le corrispondenti percentuali volumetriche di armatura trasversale sono pari a $\rho_t = \rho_x = \rho_y = A_{sx}/(s bc)$, = 1.46 e 0.73%, essendo A_{sx} l'area totale del tondo costituente la staffa in direzione x e b_c la dimensione in asse della staffa in direzione x. Si sono anche adottate armature longitudinali costituite da 4 ferri longitudinali di diametro 5 mm. La percentuale di armatura longitudinale è risultata $\rho_l = 0.785\%$. Per tutti i provini si è adottato un copriferro di 3 mm. Alcuni elementi sono stati fasciati con un solo foglio di tessuto di fibra di carbonio (CFRP) di spessore 0.165 mm incollato ai provini e sovrapposto per una lunghezza di 10 cm. Il tessuto di fibra è stato reso aderente alla superficie del conglomerato mediante resina epossidica bicomponente, previa applicazione di un primer di supporto. La resistenza cilindrica a compressione a 28 giorni, misurata su provini 100 x 200 mm, $f'_c \approx 20$ MPa.

L'acciaio impiegato per la realizzazione delle armature trasversali e longitudinali ha tensione di snervamento $f_y = 520$ MPa. Nel caso dei prismi, essendo $b_c = 85$ mm e $s = 20$ e 40 mm, si possono determinare pressioni di confinamento $f_{tx} = \rho_x \times f_y = f_{ty} = \rho_y \times f_y = 7.64$ e 3.82 MPa. Il tessuto di fibre di carbonio del tipo MBrace C1-30 con orientamento unidirezionale ha peso dell'unità di volume 1820 kg/m³, larghezza 500 mm, spessore equivalente $t = 0.165$ mm, modulo elastico caratteristico 230000 MPa, resistenza caratteristica a trazione $f_u = 3430$ MPa ed allungamento a rottura $\epsilon_u = 1.5\%$.

Le corrispondenti percentuali volumetriche di tessuto fibroso risultano, sia nel caso della sezione pari a $\rho_f = 4t / B = 0.66\%$, essendo b il diametro esterno della sezione circolare (ovvero il lato del quadrato).

Le prove di compressione sono state eseguite utilizzando una pressa idraulica del tipo Galdabini da 60 t dotata di snodo sferico e operante in controllo di spostamento, con velocità di avvicinamento delle testate di 0.2 mm/min.

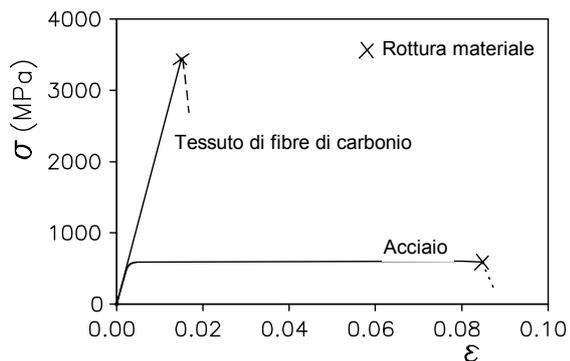


Figura 10 - Curve σ - ϵ per l'acciaio ϕ 4 mm e per il tessuto di fibra di carbonio

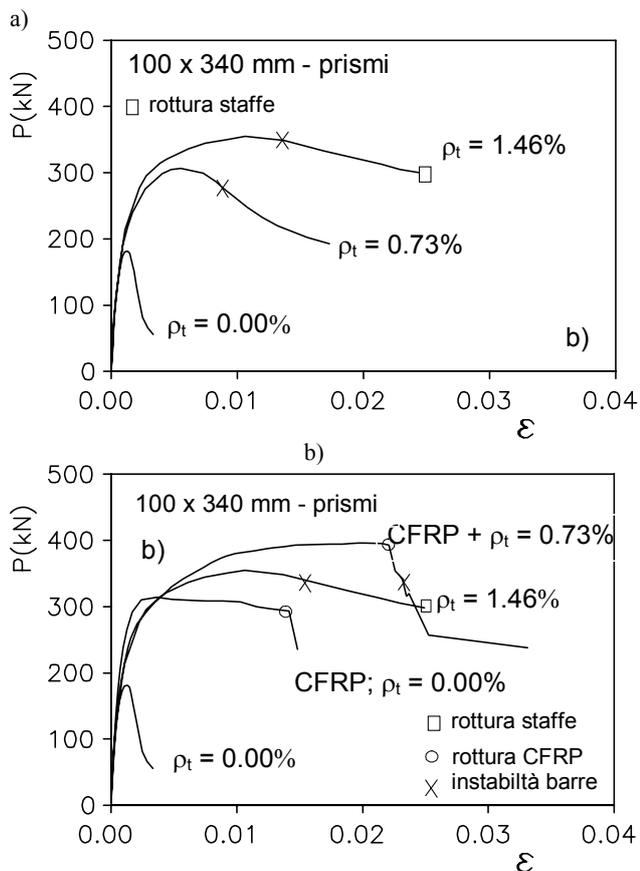


Figura 11 - Curve carico-deformazione per elementi 100 x 340 mm rinforzati con a) staffe; b) staffe ed CFRP

Dai diagrammi si evince che nel caso di sola matrice il comportamento del materiale è complessivamente più fragile rispetto a quello osservato per gli elementi con armatura longitudinale e trasversale. In presenza di staffe e ferri longitudinali l'incremento di resistenza e di duttilità è proporzionale alla riduzione del passo tra le staffe (vedi Fig. 11a). Si rileva inoltre che, dopo l'espulsione del copriferro e prima del raggiungimento della massima deformazione corrispondente alla rottura delle armature trasversali, si manifestano fenomeni di instabilità delle barre compresse, senza tuttavia compromettere la capacità portante ultima

dell'elemento. In presenza di CFRP, senza e con armature trasversali, oltre agli ulteriori incrementi di resistenza e di deformazione ultima rispetto al caso dell'impiego delle sole armature trasversali, si osserva un ritardo nell'innescarsi del fenomeno dell'instabilità delle barre longitudinali che si manifesta dopo la rottura del tessuto.

Le modalità di rottura sono caratterizzate dalla formazione di un piano di frattura inclinato nel conglomerato, dallo strappo del tessuto ed, infine, dalla instabilità delle barre compresse.

La Fig. 12 mostra i campioni prismatici con armature trasversali e CFRP dopo l'esecuzione delle prove. E' evidente l'effetto benefico del confinamento sul conglomerato esercitato sia dalle armature che dalla presenza del CFRP.



ps = 0.73% + CFRP ps = 0.73% ps = 1.46%

Figura 12 - Modo di rottura dei prismi

In Fig. 13 si mostra il confronto teorico-sperimentale tra le curve ottenute in [8] e quelle ottenute con il modello qui assunto. Il confronto mostra una accettabile rispondenza in termini di rigidità iniziale. La previsione del carico ultimo risulta accettabile in entrambi i casi esaminati, mentre la deformazione ultima risulta sovrastimata nel caso di impiego di sola fasciatura.

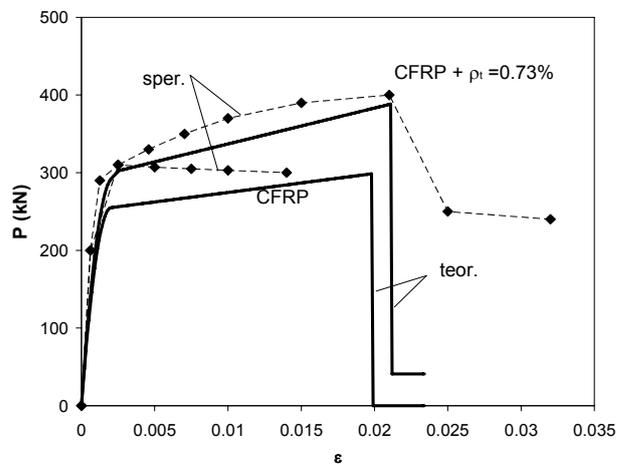


Figura 13 - Confronto teorico-sperimentale

5. CONCLUSIONI

Lo scopo principale del presente lavoro è stato quello di valutare l'influenza degli FRP sulla stabilità delle barre compresse di elementi in calcestruzzo armato.

Mediante l'applicazione del modello con rigidità diffusa, opportunamente modificato, si è calcolata la lunghezza e il carico critico della barra longitudinale di spigolo e di bordo. Dallo studio è emerso che le barre di spigolo si instabilizzano dopo quelle di bordo. Ciò è dovuto alla maggiore rigidità laterale offerta dalla staffe e dall' FRP.

Inoltre, si è osservato che, utilizzando come spessore minimo di fasciatura il valore proposto da CNR-DT 200/2004, le barre longitudinali di spigolo non si stabilizzano prima della rottura dell'FRP. Le barre di lato in assenza di tiranti non vanno messe in conto ai fini della portanza a causa della instabilità che si manifesta prima delle barre di spigolo ed in taluni casi anche in fase elastica.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CNR-DT 200/2004, "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati". Roma – CNR 13 Luglio 2004.
- [2] MANDER J.B., PRIESTLEY M.J.N., PARK R., (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, N. 8, pp. 1804-1826.
- [3] RAJESH PRASAD DHAKAL and KOICHI MAEKAWA. "Modeling for Postyield Buckling of Reinforcement". J. Struct. Engrg., ASCE 128(9), 1139-1147 (2002).
- [4] RUSSO G. AND TEREZANI L. "Non linear buckling model for the longitudinal reinforcement in RC columns. Studies and Research Graduate school in concrete structures" - Fratelli Pesenti, Politecnico di Milano, Italy, Vol.22, 2001, pp. 303-227.
- [5] PAPIA M., RUSSO G., ZINGONE, "Instability of longitudinal bars in RC columns." J. Struct. Engrg., ASCE 114(2), 445-461 (1988).
- [6] IRVINE MAX, "Cable Structures". Libro pubblicato dalla casa editrice Dover Publications di New York nel 1992.
- [7] STATO YUICHI, KO HUNEBUM, "Modelling of reinforcement buckling in RC columns confined with FRP". J. of Advanced Concrete Technology. 6(1):195-204.
- [8] CAMPIONE G., MIRAGLIA N., SCIBILIA N., (2001), "Comportamento in compressione di elementi in calcestruzzo armato a sezione quadrata e circolare rinforzati con FRP," Ingegneria Sismica, N. 2, 5-12

RECUPERO DI UN ANTICO EDIFICIO INDUSTRIALE. DALLA PREFABBRICAZIONE DI COMPONENTI IN CALCESTRUZZO A CENTRO COMMERCIALE

Emanuele Codacci-Pisanelli

Ingegnere, Direttore Tecnico CONTEST Srl, Roma

SOMMARIO

La presente memoria ha ad oggetto l'intervento di recupero di un edificio industriale sito nel Comune di Monterotondo (RM), precedentemente adibito alla prefabbricazione di componenti in calcestruzzo e, in seguito, rimasto in stato di abbandono per oltre venti anni. L'edificio si trova, oggi, all'interno di un'area destinata all'attuazione di un Programma Integrato di Riqualificazione Urbanistica ed Ambientale. In considerazione del suo carattere peculiare, la struttura è stata individuata quale elemento aggregante di riferimento della nuova area urbana e ne è stata decisa la riqualificazione con destinazione ad uso commerciale.

SUMMARY

The present work concerns the restoration of an industrial building located in the Municipality of Monterotondo (RM), formerly used for the production of precast concrete structural components and subsequently neglected for more than twenty years. The building is today part of an area included in the urban and environmental improvement integrated program. Due to its peculiar features, the structure was chosen as the main point of reference for the new urban area and it was converted into a shopping centre.

1. INTRODUZIONE

L'intervento di recupero in esame ha ad oggetto un edificio industriale sito nel Comune di Monterotondo (RM), in origine adibito alla produzione di componenti in c.a.p. per solai per conto della SCAC (Società Cementi Armati Centrifugati). In considerazione delle peculiarità stilistiche che lo contraddistinguono, l'edificio è stato ritenuto un importante elemento di archeologia industriale e ne è stato proposto il recupero dopo un periodo di abbandono durato oltre venti anni.

L'intervento si colloca all'interno di un più ampio programma integrato di riqualificazione urbanistica ed ambientale che prevede, tra l'altro, l'edificazione di nuove costruzioni suddivise in comparti a destinazione residenziale, commerciale e terziario. La struttura in questione è stata individuata quale elemento aggregante di riferimento della nuova area urbana e, dopo un approfondito studio di fattibilità di carattere tecnico-amministrativo, considerate le caratteristiche strutturali, è stata destinata ad attività per medie superfici commerciali.

L'intervento di recupero è stato basato su un'attenta valutazione del rischio sismico e del rischio idrogeologico, significativi nell'area di progetto. L'adeguamento alle azioni sismiche previste dalla Normativa vigente per le zone di II categoria ha reso necessarie importanti modifiche alle elevazioni ed integrazioni al sistema fondazionale. Il contesto

idrogeologico complesso in cui si viene a trovare l'opera, contraddistinto dalla presenza del Fiume Tevere, ha richiesto, inoltre, che particolare attenzione fosse riservata allo studio degli eventi di piena e alle verifiche strutturali relative all'azione della sottospinta idraulica, secondo le prescrizioni dettate dall'Agenzia Regionale per la Difesa del Suolo (ARDIS).

L'intervento di riqualificazione è stato orientato altresì a criteri di bioedilizia, prevedendo, tra l'altro, l'inserimento di un impianto fotovoltaico con produzione di energia da restituire alla rete.

2. LA STRUTTURA ANTE OPERAM

2.1 Composizione della struttura

Nella sua veste originaria (Fig.1), l'edificio si presenta come un capannone in calcestruzzo armato di lunghezza 100 m e larghezza 39 m. La struttura è composta da un corpo di fabbrica centrale e da due ali laterali, di dimensioni minori, costruite in adiacenza al primo.

Il fabbricato centrale, di larghezza 25 m, è costituito da due file esterne di 18 pilastri, collegati in testa da una trave lungo tutto l'allineamento. La copertura è realizzata mediante una volta cilindrica a profilo circolare, di luce pari a 24.35 m ed altezza massima di 11 m, con spinta eliminata da catene metalliche ancorate alle travi di collegamento. La peculiare



Figura 1 – Veduta generale dell'edificio nelle condizioni ante operam

tipologia costruttiva della volta, parzialmente prefabbricata con pannelli curvi in laterizio armato tipo Bisap di produzione RDB (Piacenza) e completata da soletta in cls gettata in opera, costituisce la cifra stilistica distintiva dell'intero complesso.

Una terza fila di pilastri, disposta al centro del fabbricato in posizione equidistante dagli allineamenti di bordo, aveva funzione di sostegno degli elementi del carroponte.

Lateralmente al manufatto principale, sono presenti due corpi di fabbrica edificati in epoca successiva. Ciascuno di essi è realizzato con telai in cemento armato e una copertura a falda inclinata di altezza limitata variabile da 3.10 m a 5.80 m.

2.2 Stato di conservazione

Lo stato di conservazione dell'edificio nelle condizioni *ante operam* è differente nei diversi corpi di fabbrica che lo compongono.

Il fabbricato centrale non presenta cedimenti riconducibili a problemi statici. Si rintracciano, invece, fenomeni di degrado (Fig.2 a-b) quali distacco del copriferro dai pilastri, corrosione delle armature sottostanti e, in zone circoscritte e ben definite, fenomeni di infiltrazione d'acqua all'intradosso della copertura, con conseguente presenza di efflorescenze superficiali e microfessurazione continua della volta e del rivestimento.

I corpi di fabbrica laterali si presentano in stato fortemente fatiscente (Fig.2c): gli elementi di copertura si trovano in situazioni di parziale o totale collasso; i pilastri evidenziano fenomeni avanzati di degrado, con formazione di composti pulverulenti (ettringite) per disgregazione chimica e riduzione significativa della sezione reagente. A causa di ciò, taluni pilastri hanno esaurito la propria capacità portante, con trasferimento dell'intero carico alle tamponature limitrofe.

3. LE INDAGINI PRELIMINARI

La valutazione di fattibilità dell'intervento di recupero è stata basata su di una campagna preliminare di indagini sulle

strutture e sui terreni di fondazione.

3.1 Indagini sugli elementi strutturali

Le indagini sugli elementi strutturali sono state finalizzate alla verifica dello stato di conservazione della struttura e alla determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati. Sono stati esaminati, nel dettaglio, i pilastri, le travi e gli elementi della copertura (volta e catene) del fabbricato centrale.

3.1.1 Ispezione tecnica visiva

L'ispezione tecnica visiva ha consentito, in primo luogo, di identificare la tipologia costruttiva degli elementi strutturali ed i materiali utilizzati. In secondo luogo, ha condotto alla valutazione dello stato di conservazione dell'edificio e all'individuazione dei fenomeni di dissesto e di degrado presenti.

3.1.2 Prove sul calcestruzzo

I pilastri e le travi di collegamento sono stati oggetto di indagini sperimentali aventi le seguenti finalità:

- la determinazione della resistenza caratteristica a compressione R_{ck} ;
- la misura della profondità di carbonatazione dello strato superficiale.

Per quanto attiene alla prima finalità, sono state eseguite sia prove distruttive (prove di schiacciamento su carote [3]) sia prove non distruttive con applicazione del Metodo Sonreb basato sulla combinazione di misure ultrasoniche e misure sclerometriche ([2], [4], [5], [6]). Le prove di schiacciamento, più onerose dal punto di vista esecutivo, sono state limitate nel numero ed hanno assolto principalmente la funzione di fornire misure oggettive su cui tarare le misure indirette ottenute con le prove combinate, il cui impiego è stato decisamente più esteso. I valori di resistenza ottenuti nelle due tipologie di prova sono coerenti tra loro e sono compresi tra 15 e 20 N/mm².

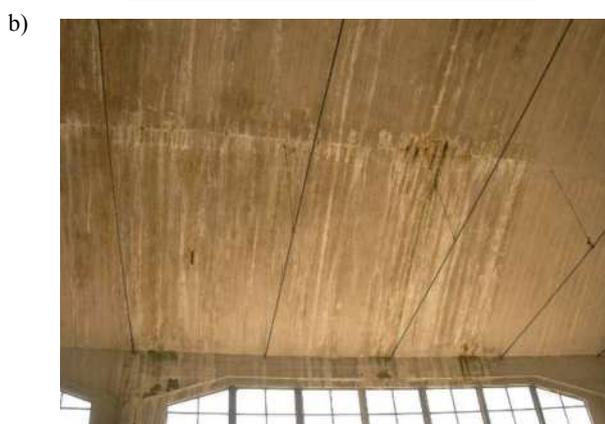
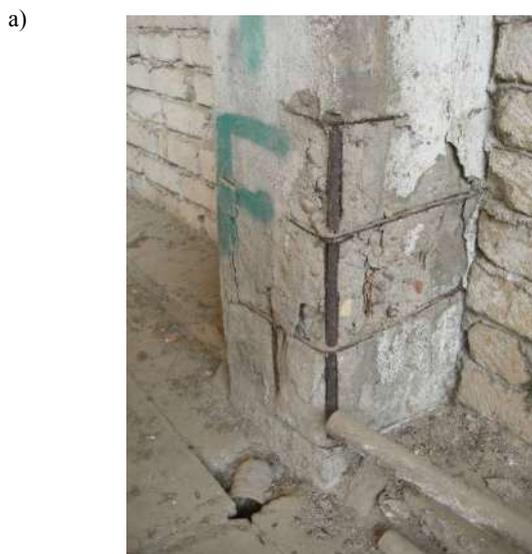


Figura 2 – Stato di conservazione dell’opera. a) Distacco del copriferro e corrosione delle armature sottostanti. b) Intradosso della volta di copertura, presenza di infiltrazioni di acqua con formazione di efflorescenze superficiali. c) Fenomeni avanzati di dissesto e degrado del corpo di fabbrica laterale



Figura 3 – Indagini sugli elementi strutturali. a) Prova di carbonatazione eseguita su di una carota prelevata da un pilastro. b) Prova semistatica per la valutazione del tiro nelle catene della copertura

La misura della profondità di carbonatazione (Fig. 3a) ha consentito di verificare la presenza di una delle cause primarie di corrosione delle armature e di degrado dell’opera. Sui pilastri, in particolare, le prove sono state eseguite effettuando fori di ispezione a quote differenti, in modo da determinare la sezione utile di calcestruzzo da recuperare su tutta l’altezza dell’elemento.

3.1.3 Prove sulle armature

Dai pilastri dell’allineamento centrale sono stati prelevati dei campioni delle barre di armatura, successivamente sottoposti ad analisi di laboratorio per l’identificazione delle proprietà meccaniche e chimiche dell’acciaio.

3.1.4 Prove sulla volta di copertura

A seguito delle evidenze di degrado emerse da una prima ispezione visiva, l’intradosso della volta di copertura è stato oggetto di rilievo in termovisione. Tale indagine ha consentito di individuare con maggiore dettaglio le aree degradate e l’entità dei danni presenti.

I tiranti della volta sono stati analizzati al fine di rilevarne le caratteristiche geometriche e meccaniche e di determinare il valore del tiro nelle condizioni *ante operam*. La tensione di snervamento dell’acciaio è stata stimata a partire dai risultati di prove Rockwell per la misura della durezza. Il valore del

tiro è stato calcolato mediante prove di trazione (Fig.3b) con applicazione di un carico noto in corrispondenza della mezzera della catena e misura della conseguente deformazione (metodo semistatico).

3.2 Indagini geognostiche

Sono state eseguite indagini geognostiche per la determinazione delle caratteristiche geologiche, idrogeologiche e geotecniche dei terreni presenti nell'area del progetto di recupero. Le indagini sono state finalizzate, in particolare, a valutare la complessa realtà idrologica e idrogeologica prodotta dalla presenza, nella zona, del Fiume Tevere, e a caratterizzare opportunamente gli equilibri ed i flussi idrodinamici che ne derivano.

4. IL PROGETTO DI RECUPERO

Al termine delle indagini preliminari e della valutazione di fattibilità, è stato deciso di sottoporre ad un incisivo intervento di recupero il solo fabbricato centrale del capannone industriale. I motivi risiedono nelle migliori condizioni di conservazione presentate da tale struttura e dal carattere stilistico di pregio conferito dalla copertura a volta.

La riqualificazione dell'opera a nuova destinazione ad uso è stata condotta, quindi, nel rispetto dei caratteri originari dell'edificio e dei materiali presenti (Fig. 4).

4.1 Strutture di nuova costruzione

Nell'ambito dell'intervento di recupero, è stata prevista, la costruzione di un nuovo impalcato a quota 4.20 m dal piano di campagna attuale. Il solaio è del tipo gettato in opera con elementi interni di alleggerimento in polistirolo espanso. A sostegno dell'impalcato, sono stati realizzati due nuovi allineamenti di pilastri centrali a sezione circolare, sostitutivi dell'unica fila originaria da demolire, e due nuovi allineamenti di pilastri di bordo, da rendere solidali ai pilastri esistenti.

I corpi di fabbrica laterali sono stati giudicati non recuperabili a causa dei gravi dissesti presenti e, pertanto, ne è stata decisa la demolizione e la completa ricostruzione. La nuova copertura è stata realizzata mediante un solaio a falda inclinata composto da predalles inferiori, elementi di alleggerimento in polistirolo espanso, travetti e soletta superiore gettati in opera.

Le strutture di nuova costruzione sono state eseguite in cemento armato, mentre per le parti recuperate si è cercato, per quanto possibile, di utilizzare il telaio strutturale originale. Le strutture esistenti sono state, quindi, oggetto di consolidamento e di adeguamento antisismico.

4.2 Consolidamento della volta di copertura

Il progetto di consolidamento della volta di copertura è stato preceduto da uno studio di dettaglio dello stato tensionale agente nelle condizioni *ante operam*.

La volta è stata modellata mediante elementi finiti bidimensionali di tipo *shell* (Fig.5) e le analisi eseguite sul modello di calcolo hanno consentito di valutare parametricamente lo stato tensionale in funzione del valore del tiro presente nei tiranti. Particolare attenzione è stata prestata agli effetti locali che si manifestano all'attaccatura tra catene e volta. Al fine di migliorare il comportamento statico e dinamico della volta sotto le nuove azioni di progetto, ovvero di incrementare lo stato di compressione, è

stata disposta la ritesatura dei tiranti. Il valore ottimale del tiro, ricavato per ciascuna catena mediante le analisi parametriche precedentemente descritte, è stato confrontato con il valore sperimentale rilevato durante la campagna di indagini preliminari.

E' stata, quindi, eseguita la chiusura dei giunti strutturali presenti nella copertura mediante l'applicazione di due strati di nastri di fibre di carbonio, solidarizzati all'intradosso e all'estradosso della volta mediante adesivo epossidico. La verifica della capacità degli strati di fibre di carbonio di assorbire gli sforzi di trazione ha fatto riferimento allo stato tensionale determinato, in prossimità dei giunti, nel modello agli elementi finiti.

4.3 Consolidamento dei pilastri

Le analisi eseguite hanno evidenziato che i carichi sopravvenuti previsti nel progetto di recupero (nuovo impalcato e nuove coperture laterali) inducono nei pilastri laterali uno stato di sollecitazione superiore alla loro capacità resistente nella condizione *ante operam*. Le analisi sismiche hanno mostrato inoltre che, a fronte di un buon comportamento deformativo nella direzione longitudinale della struttura, gli spostamenti dei pilastri in direzione trasversale risultano, invece, eccessivi. Sono stati necessari, pertanto, interventi di consolidamento e di aumento della sezione resistente dei pilastri esistenti.

Il consolidamento dei pilastri ha comportato, in primo luogo, la scarificazione mediante scalpellatura meccanica del calcestruzzo degradato e, in secondo luogo, il ripristino con betoncino delle porzioni perimetrali, sulle quali è stato realizzato uno spessore aggiuntivo di 5 cm. All'interno di tale spessore, è stata disposta l'armatura aggiuntiva ad aderenza migliorata, sia longitudinale sia trasversale.

Ai pilastri esistenti sono stati affiancati, sul lato interno, i pilastri di nuova costruzione, aventi la duplice funzione di ridurre la deformabilità in direzione trasversale e di aumentare la sezione resistente fino alle dimensioni richieste dal progetto. Le due tipologie di pilastro sono state rese solidali mediante staffe di chiusura.

4.4 Consolidamento delle fondazioni

Le prove per la valutazione dei parametri geomeccanici hanno evidenziato che le fondazioni dirette esistenti, costituite da plinti isolati, sono localizzate ad una quota con scarsa capacità portante, rendendo probabile l'innescarsi di cedimenti di tipo differenziale. E' stata, pertanto, prescelta una tipologia fondazionale di tipo profondo sia per il consolidamento dei plinti esistenti sia per le fondazioni di nuova costruzione, con pali e micropali spinti a profondità 22 m.

Le fondazioni esistenti dei pilastri di bordo del corpo di fabbrica centrale sono costituite da plinti isolati di forma troncopiramidale, con lati da 2.5 m a 3.5 m, spessore della suola di base di circa 0.30 m ed altezza totale compresa tra 0.80 m e 1.20 m. A seguito della costruzione dei nuovi pilastri, adiacenti e solidali a quelli esistenti, la distribuzione degli sforzi in fondazione è stata garantita realizzando un getto di completamento in cls, opportunamente armato e connesso alla soletta di base, e collegando i ferri del nuovo pilastro al plinto esistente.

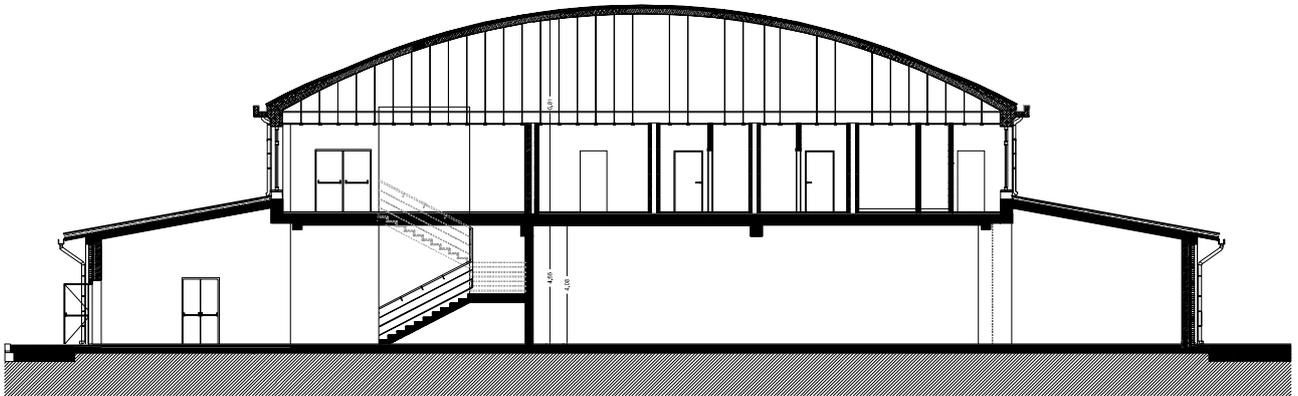


Figura 4 – Sezione trasversale dell'edificio dopo l'intervento di recupero e riqualificazione

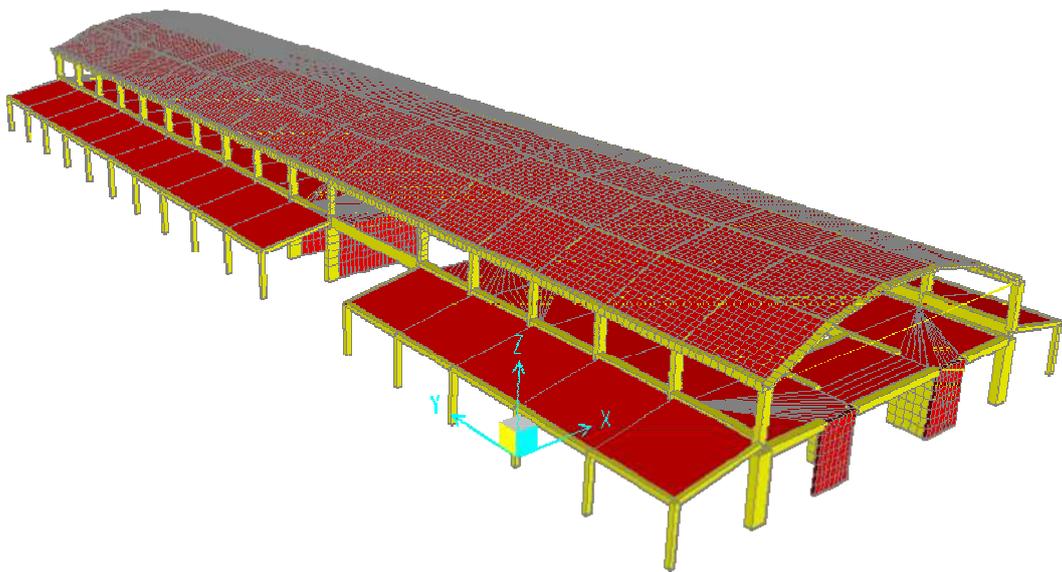


Figura 5 – Modello agli elementi finiti della struttura e della volta di copertura

Ciascun plinto è stato, quindi, consolidato mediante quattro micropali.

I pilastri centrali, ricostruiti in due file, sono stati dotati di plinti prismatici a base rettangolare con quattro micropali. Per i pilastri delle ali laterali, è stata preferita, invece, la soluzione di plinto su monopalo.

5. INTERVENTI DI BIOEDILIZIA

L'intervento di recupero e di successiva riqualificazione dell'opera sono stati orientati a criteri di bioedilizia. Le tecnologie utilizzate hanno previsto tra l'altro:

- un impianto fotovoltaico con produzione di energia da restituire alla rete;
- sistemi solari passivo centralizzati.

I moduli fotovoltaici, così come i pannelli solari, sono stati installati sulla copertura in modo da ottimizzarne la stabilità e l'orientamento. L'impianto fotovoltaico è permanentemente connesso alla rete elettrica, la quale agisce come un accumulatore di capacità pressoché illimitata, accettando l'energia in esubero eventualmente prodotta dal sistema fotovoltaico ed alimentando le utenze qualora la fonte solare non fosse sufficiente.

6. CONCLUSIONI

Attraverso la descrizione del progetto di recupero di un antico stabilimento di prefabbricazione, riqualificato a nuova destinazione d'uso, la presente memoria ha voluto evidenziare il ruolo rivestito dagli interventi di archeologia industriale nel contesto più ampio della salvaguardia del patrimonio edilizio esistente.

Nei casi in cui la struttura industriale da riqualificare si presenti come parte integrante del contesto urbano e sociale, l'intervento di recupero assume il significato di preservare l'identità del luogo e di tramandare alle generazioni future una testimonianza significativa della storia locale. In accordo con questa finalità, i criteri e le metodologie di progetto devono

essere improntate alla salvaguardia dei caratteri stilistici e dei materiali originari che connotano la struttura, pur comportando tale *modus operandi* costi economici senz'altro superiori all'alternativa rappresentata da demolizioni e rifacimenti.

RINGRAZIAMENTI

L'autore sentitamente ringrazia la Società Condotte Immobiliare che ha autorizzato la divulgazione dei contenuti tecnici del progetto qui riportato, l'Ing. Luca Lanfranchi che ha sviluppato le analisi numeriche e l'Ing. Anna Reggio che ha collaborato alla stesura della presente memoria.

BIBLIOGRAFIA

- [1] DECRETO DEL MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE 14.01.2008 – *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*.
- [2] CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI – (2008) *Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive*.
- [3] UNI EN 12504-1:2000 – Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Carote – Prelievo, esame e prova di compressione.
- [4] UNI EN 12504-2:2001 – Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Prove non distruttive – Determinazione dell'indice sclerometrico.
- [5] UNI EN 12504-4:2005 – Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici.
- [6] DI LEO A., PASCALE G. – (1994), Prove non distruttive sulle costruzioni in cemento armato, *Il Giornale delle Prove Non Distruttive Monitoraggio Diagnostica*, 4.

EVOLUZIONE DEI CARICHI DA TRAFFICO E VERIFICHE A FATICA DEI PONTI STRADALI IN C.A. E C.A.P.

Nicola Croce¹, Pietro Croce²

¹ Studio Croce s.r.l., Ghezzeno (PI)

² Dipartimento di Ingegneria Civile – Sede di Strutture, Università di Pisa

SOMMARIO

La direttiva europea 96/53/EC consente, di fatto, l'impiego in Europa dei veicoli lunghi e pesanti (LHV). L'impiego di tali veicoli, di massa fino a 60 t, incrementa l'efficienza dei trasporti su strada, riducendo i costi unitari e le emissioni di inquinanti, ma potrebbe determinare incrementi inaccettabili delle prestazioni richieste ai ponti esistenti. L'effetto dei LHV sulla progettazione a fatica dei ponti stradali in c.a. e c.a.p. è valutato confrontando i danneggiamenti a fatica prodotti dal traffico registrato ad Auxerre (F) nel 1986, usato per calibrare gli spettri di carico dell'EN1991-2, dal traffico registrato a Moerdijk (NL) nel 2007, caratterizzato da un'alta percentuale di LHV, e dai modelli di carico a fatica 3 e 4 dell'EN1991-2, adottati anche in Italia con il DM14/01/2008.

SUMMARY

The European directive 96/53/EC allows virtually the adoption in Europe of long and heavy vehicles (LHVs). The adoption of such kind of vehicles, whose total mass is up to 60 t, increases the efficiency of the road transports, reducing economic costs as well as pollutant emissions, but it could result too much demanding for existing bridges. The LHV effects on fatigue assessments of r.c. and prestressed r.c. bridges is studied comparing the fatigue damages induced by traffic recorded in Auxerre (F) in 1986, used as reference traffic for calibration of load spectra of road bridges, by traffic recorded in Moerdijk (NL) in 2007, characterized by high percentage of LHVs, and by fatigue load models n. 3 and n. 4 of EN1991-2, adopted in Italy also with the DM14/01/2008.

1. INTRODUZIONE

La direttiva 96/53/EC (1996) ha armonizzato dimensioni e masse dei veicoli pesanti di cui è permessa la libera circolazione in Europa, prevedendo limiti di 18.75 m sulla lunghezza massima e di 44 t sulla massa limite, ma ha consentito anche, in casi preautorizzati, eccezioni nazionali. Eccezione particolarmente importante è quella riguardante i cosiddetti trasporti modulari, che impiegano veicoli di massa lorda fino a 60 t, lunghi fino a 25.25 m, denominati veicoli lunghi e pesanti (LHV). Allo scopo di aumentare l'efficienza del trasporto su strada, sia in termini di riduzione dei costi, sia di riduzione delle emissioni di inquinanti, questa possibilità di trasporto è ampiamente sfruttata in molti paesi dell'Europa centro-settentrionale, quali la Germania, la Finlandia, l'Olanda e la Svezia, nei quali il traffico su lunga distanza è perciò caratterizzato da percentuali crescenti di LHV. L'introduzione di tali veicoli, peraltro, potrebbe determinare incrementi inaccettabili delle prestazioni richieste alle infrastrutture e ai ponti esistenti, per cui è necessario studiare l'impatto di traffici caratterizzati da elevate percentuali di LHV sui ponti esistenti e, soprattutto, stabilire se i modelli di carico da traffico dell'Eurocodice EN1991-2 (2005) sono in grado di

coprire gli effetti di tali traffici.

In effetti, come ampiamente riportato in bibliografia (O'Brien e al. 1998, O'Connor e al. 1998, Bruls e al. 1996, Croce 2001 a,b, Croce e Salvatore 2001, Croce e Sanpaulesi 2004), i modelli di carico da traffico, statici e a fatica, dell'EC1-2, adottati anche in Italia con il DM14/01/2008, sono stati ottenuti e calibrati utilizzando i traffici più aggressivi misurati in Europa negli anni 1980-1994, ed in particolare il traffico registrato in Francia, sull'autostrada A6 Parigi – Lione, in prossimità di Auxerre, i quali erano tutti basati sugli usuali veicoli pesanti da trasporto (HGV), la cui massa totale limite, come già ricordato, è 44 t. È necessario, peraltro, considerare, che zone molto urbanizzate e/o industrializzate possano essere soggette a traffici anche più severi di quello di Auxerre: ma tali situazioni sono talmente peculiari da richiedere studi specifici, che non possono essere generalizzate; tipico in tal senso è l'esempio del viale Périphérique di Parigi.

Nella memoria ci si propone di studiare l'effetto dei veicoli lunghi e pesanti sulla progettazione a fatica dei ponti stradali in c.a. e c.a.p. confrontando il danneggiamento prodotto dal traffico registrato a Auxerre (F) il 29 e 30 maggio

1986, usato per la calibrazione dei modelli di carico dell'EN1991-2, con quello prodotto dal traffico registrato a Moerdijk (NL) nel 2007, caratterizzato da un'alta percentuale di LHV, e dai modelli di carico a fatica 3 (veicolo equivalente) e 4 (spettro equivalente) dell'EC1-2. Nello studio si considerano gli spettri di tensione normale in mezziera di travate semplicemente appoggiate di luce compresa tra 1 m e 100 m, in riferimento alle diverse curve S-N bilatere previste nell'EN1992-1-1 (2005) per le armature metalliche da c.a. e c.a.p. e le relative giunzioni, e si determinano anche i corrispondenti coefficienti di danneggiamento equivalente λ_1 , che sono confrontati con quelli, analoghi, proposti nell'EN1992-2.

Completa lo studio il confronto con i risultati ottenuti impiegando il modello di carico a fatica, peraltro abbastanza grossolano, previsto della normativa italiana previgente (DM 04/05/1990).

2. REGISTRAZIONI DI TRAFFICO CON LHV

Registrazioni di traffico contenenti un'alta percentuale di LHV sono state effettuate sistematicamente in Olanda, utilizzando moderni sistemi di pesatura in marcia dei veicoli (WIM), soprattutto al fine di indagare le cause di alcune premature crisi per fatica di moderni ponti in acciaio (van Bentum e Dijkstra 2008).

Qui ci si riferisce in particolare alle registrazioni effettuate presso Moerdijk (NL) nella prima settimana di aprile del 2007.

Le caratteristiche salienti del traffico di Moerdijk dedotte dalle registrazioni sono ampiamente discusse in Caramelli e Croce 2009, per cui ci si limita, in questa sede, a ricordare quelle maggiormente significative:

- i veicoli pesanti possono essere suddivisi in 53 sottoclassi tipiche, caratterizzate da un numero di assi variabile tra due e nove;
- il massimo numero di assi registrato per un singolo veicolo è risultato uguale a tredici assi, mentre il massimo carico totale è stato di circa 1140 kN, relativo a un veicolo a dieci assi, lungo 19.50 m;
- il massimo carico asse registrato è stato di 292 kN, per il terzo asse di un autoarticolato a 6 assi, di peso totale 636 kN, con trattore a tre assi, con secondo e terzo asse in tandem, e semirimorchio a tre assi in tridem;
- il massimo carico equivalente uniformemente distribuito, infine, pari a 63 kN/m, compete ancora ad un autoarticolato a sei assi di peso totale 813 kN, con trattore a tre assi, con secondo e terzo asse in tandem, e semirimorchio a tre assi, con il primo e il secondo asse in tandem;
- il confronto tra il traffico di Auxerre e il traffico di Moerdijk, riportato in termini di distribuzione dei carichi-asse e dei carichi totali nelle figure 1 e 2, rispettivamente, dimostra che, a dispetto del fatto che sia caratterizzato da massimi giornalieri più elevati, il traffico di Moerdijk è meno severo di quello di Auxerre se si considerano tempi di ritorno più elevati, per cui i modelli di carico da traffico dell'EC1-2 per le verifiche statiche sembrano coprire soddisfacentemente anche traffici con LHV.

3. SPETTRI DI CARICO PER PONTI STRADALI

I modelli di carico da impiegare per le verifiche a fatica dei ponti stradali devono ovviamente tener conto del fatto che

le curve S-N, riguardanti la resistenza a fatica delle armature da c.a. e c.a.p. e delle relative giunzioni, sono caratterizzate dall'assenza del limite di fatica, per cui, oltre alle registrazioni di traffico, è possibile impiegare soltanto i modelli 3, veicolo equivalente, e il modello 4, spettro di veicoli equivalenti, dell'EC1-2, essendo l'impiego dei modelli 1 e 2 dello stesso EC1-2 espressamente concepiti per le verifiche a vita illimitata, in presenza di limite di fatica.

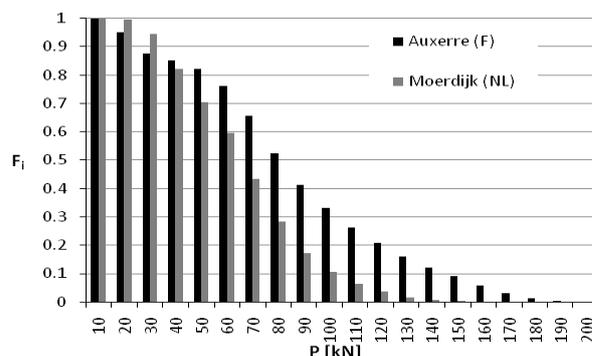


Figura 1 – Confronto degli spettri registrati per gli assi singoli dei veicoli pesanti – traffici di Auxerre (1986) e Moerdijk (2007)

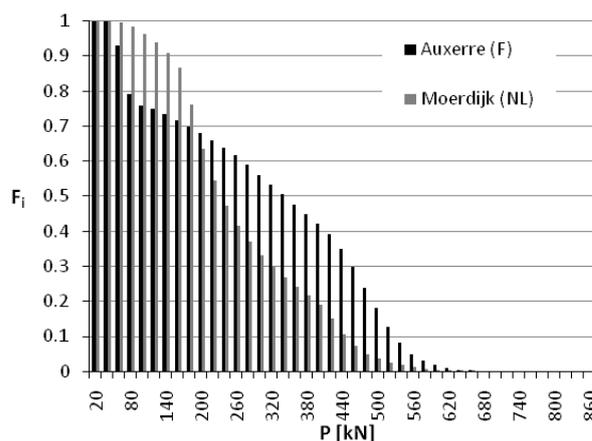


Figura 2 – Confronto degli spettri registrati per i carichi totali dei veicoli pesanti – traffici di Auxerre (1986) e Moerdijk (2007)

3.1 I modelli di carico a fatica 3 e 4 dell'EN1991-2

I modelli di carico a fatica dell'EC1-2 da impiegare nelle verifiche a danneggiamento, come detto, sono il modello 3 e il modello 4.

Il modello di carico 3 è un modello semplificato costituito da un veicolo equivalente di fatica, simmetrico, costituito da quattro assi da 120 kN, ipotizzato, viaggiante secondo l'asse longitudinale del ponte e avente la geometria illustrata in figura 3.

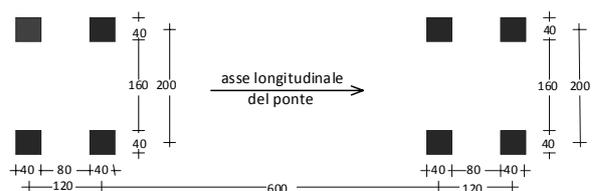


Figura 3 – Modello di carico a fatica n. 3 dell'EN1991-2

Il modello di carico 4, più raffinato, è costituito da un insieme di cinque veicoli standard equivalenti, in proporzione variabile in funzione del tipo di traffico che interessa il ponte, ed è rappresentato in figura 4. Il numero di veicoli da considerare dipende dalla vita a fatica, generalmente 100 anni, e dal flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia lenta, che, in assenza di studi specifici, può essere scelto, come suggerito dall'EN1991-2, in accordo con la tabella 1.

Sagoma del veicolo	Interassi [m]	Carichi asse equivalenti [kN]	Composizione del traffico (%)		
			Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	4.50	70 130	20.0	40.0	80.0
	4.20 1.30	70 120 120	5.0	10.0	5.0
	3.20 5.20 1.30 1.30	70 150 90 90	50.0	30.0	5.0
	3.40 6.00 1.80	70 140 90 90	15.0	15.0	5.0
	4.80 3.60 4.40 1.30	70 130 90 80	10.0	5.0	5.0

Figura 4 – Modello di carico a fatica n. 4 dell'EN1991-2

Tabella 1 – Flusso annuo N_{obs} di veicoli pesanti per corsia lenta.

Categorie di traffico		N_{obs}
1	Strade e autostrade a due o più corsie per senso di marcia caratterizzate da flussi elevati di veicoli pesanti	$2 \cdot 10^6$
2	Strade e autostrade soggette a flussi medi di veicoli pesanti	$0.5 \cdot 10^6$
3	Strade principali caratterizzate da bassi flussi di veicoli pesanti	$0.125 \cdot 10^6$
4	Strade locali caratterizzate da flussi medi di veicoli pesanti	$0.05 \cdot 10^6$

3.2 Il modello di carico a fatica del DM 04/05/1990

Il modello di carico a fatica della previgente normativa italiana è un modello estremamente semplificato e rozzo, da adottare in mancanza di specifiche analisi e derivato dal modello impiegato per le verifiche statiche.

Detto φ il coefficiente dinamico, dato da

$$\varphi = \max \left(\min \left(1.4 - \frac{L-10}{150}, 1.4 \right), 1 \right), \quad (1)$$

ove L è la lunghezza base della linea d'influenza, in ponti di I^a categoria lo spettro di carico da considerare per le verifiche a fatica degli elementi principali è costituito da $2 \cdot 10^6$ ripetizioni del 50% del carico q_{1a} dinamizzato, rappresentato quindi da tre assi da 10 t oltre l'effetto dinamico, e del 50% del carico q_{1b} non dinamizzato, rappresentato da un carico uniformemente distribuito di 1.5 t/m (vedi fig. 5); lo spettro da considerare per le verifiche degli elementi secondari, invece, è costituito da $2 \cdot 10^6$ ripetizioni del carico q_{1c} dinamizzato, composto da un'unica ruota da 10 t oltre l'effetto dinamico, oppure, in alternativa, dell'intero carico uniformemente distribuito da 3.0 t, q_{1b} , non dinamizzato se più severo. Poiché il numero di cicli da considerare è indipendente dalla tipologia di strada servita e

dalla vita nominale dell'opera, il danneggiamento risulta indipendente dall'effettivo volume di traffico.

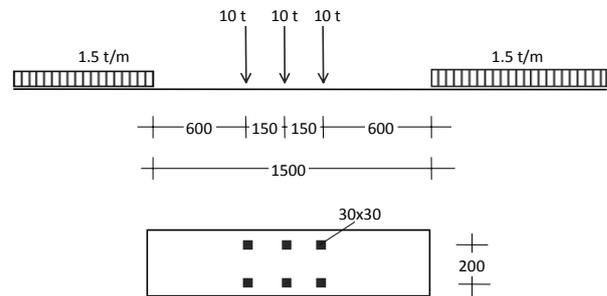


Figura 5 – Modello di carico a fatica del DM 4/5/1990

4. IPOTESI DI CALCOLO

4.1 Schema statico e linee d'influenza

Nello studio si è fatto riferimento al momento in mezzzeria e alla relativa linea d'influenza di ponti e solette d'impalcato, semplicemente appoggiati alle estremità, di luce variabile tra 1 m e 100 m (1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 60, 70, 80, 90, 100 m), considerando il caso particolarmente rilevante di veicoli transitanti su un'unica corsia e trascurando l'interazione tra veicoli transitanti simultaneamente su più corsie, peraltro rilevante soltanto per luci maggiori di 30 - 40 m.

4.2 Determinazione dello spettro di tensione

Nei casi considerati, facendo transitare i diversi spettri di carico sulla linea d'influenza e ipotizzando proporzionalità tra tensioni e sollecitazioni, si sono determinate le storie di tensione nei diversi dettagli d'armatura, dalle quali sono stati ricavati gli spettri di tensione, impiegando come metodo di conteggio il metodo del flusso di pioggia (rainflow method).

4.3 Curve S-N di riferimento

Per le verifiche a fatica, si sono considerate le sette diverse curve S-N date dall'EC2-1-1 per i vari dettagli d'armatura, rappresentate in figura 6. Dette curve S-N sono caratterizzate dall'assenza di limite di fatica e sono costituite da due tratti rettilinei di pendenza k_1 , per $\Delta\sigma \geq \Delta\sigma_{Rsk}$, e k_2 per $\Delta\sigma \leq \Delta\sigma_{Rsk}$, ove $\Delta\sigma_{Rsk}$, che identifica la classe del dettaglio è la resistenza caratteristica a fatica a N^* cicli, essendo N^* uguale a 10^6 o a 10^7 cicli, secondo i casi.

Le curve S-N di figura 6 sono associate ai diversi dettagli d'armatura in tabella 2, ove sono riportati anche i corrispondenti k_1 , k_2 , $\Delta\sigma_{Rsk}$ e N^* .

4.4 Vita di progetto e calcolo del danneggiamento

Ai fini del confronto, si è considerata una vita di progetto di 100 anni, mentre il danneggiamento D prodotto da ciascuno spettro è stato calcolato utilizzando la legge di danneggiamento cumulativo di Palmgren e Miner

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i}, \quad (2)$$

dove n_i è il numero di cicli dello spettro di tensione con escursione di tensione $\Delta\sigma_i$, N_i è il corrispondente numero di cicli a rottura, e la sommatoria è estesa a tutti i delta di tensione dello spettro.

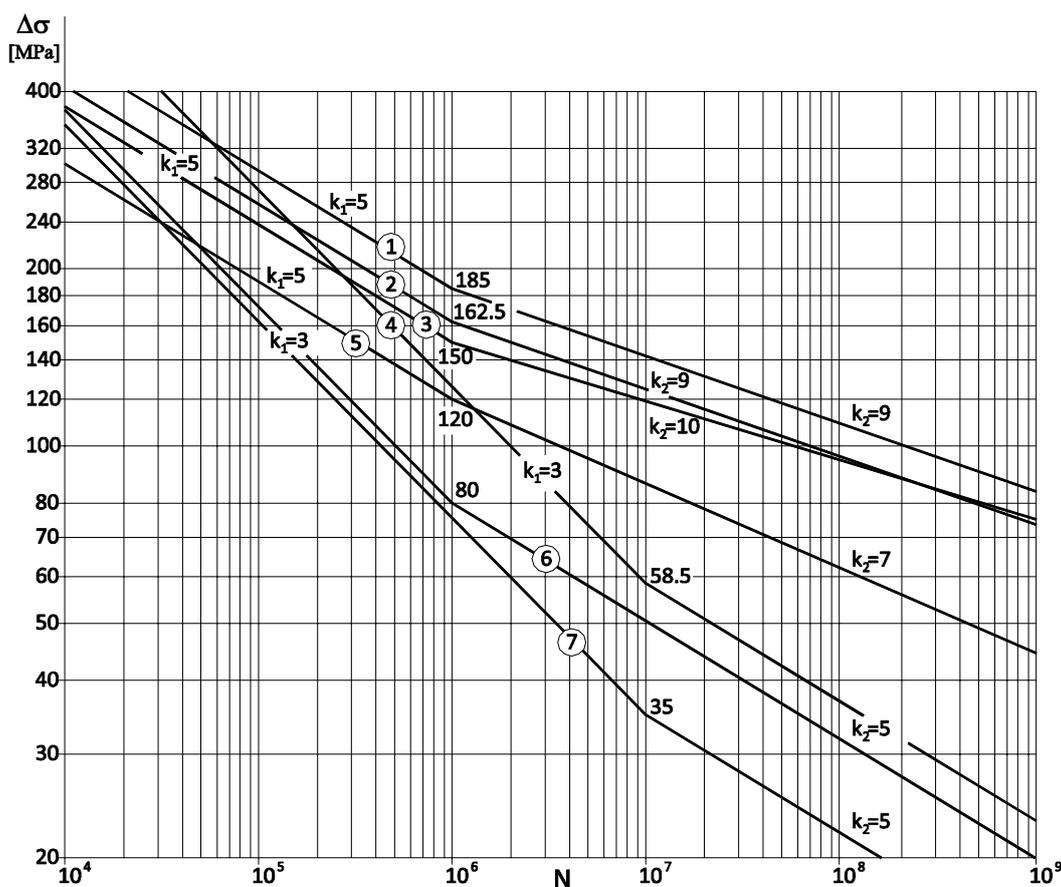


Figura 6 – Curve S-N per dettagli d'armatura dell'Eurocodice EN1992-1-1

Tabella 2 – Curve SN per dettagli d'armatura

Armature ordinarie	Curva S-N (fig. 6)	N*	k ₁	k ₂	Δσ(N*) [MPa]
barre rettilinee	2	10 ⁶	5	9	162.5
barre saldate e reti	4	10 ⁷	3	5	58.5
dispositivi di giunzione	7	10 ⁷	3	5	35
Armature da precompressione					
Armature pretese	1	10 ⁶	5	9	185
Armature post-tese					
- trefoli singoli in guaine di plastica	1	10 ⁶	5	9	185
- trefoli rettilinei (tutti)	3	10 ⁶	5	10	150
- trefoli curvi in guaine di plastica	5	10 ⁶	5	7	120
- trefoli curvi in guaine di acciaio	5	10 ⁶	5	7	120
- dispositivi di giunzione	6	10 ⁶	3	5	80

4.5 Spettri di carico

Nel calcolo si sono considerati, per ciascun caso studiato, sei diversi spettri di carico:

- traffico pesante della corsia lenta di Auxerre, come registrato e riferito a 10⁴ assi, considerato come riferimento;
- traffico pesante della corsia lenta di Moerdijk, come registrato e riferito a 10⁴ assi;
- traffico costituito da 10⁴ assi del modello di carico 4 dell'EC1-2 (fig. 4), con possibilità di interazione tra

veicoli transitanti simultaneamente sulla stessa corsia, generato in maniera casuale con il metodo Montecarlo: nella generazione si è considerata la composizione di traffico relativa a trasporti su lunga percorrenza, mentre le distanze interveicolari sono state generate considerando un flusso annuo di 2·10⁶ veicoli/corsia;

- traffico costituito da 10⁴ assi del modello di carico 4 dell'EC1-2, generato come sopra, ma caratterizzato da distanze interveicolari maggiori della lunghezza della linea d'influenza considerata, si da escludere interazioni tra veicoli;
- spettro costituito dal solo modello di carico 3 dell'EC1- (fig. 5), veicolo di fatica equivalente, considerato isolato;
- spettro di carico del DM04/05/1990.

Il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{s, Ec}$ indotto nel dettaglio considerato dal modello di carico 3 ha costituito il valore di riferimento per l'applicazione del metodo dei coefficienti λ e, quindi, per la loro determinazione.

5. RISULTATI DELLO STUDIO

I risultati dello studio sono sintetizzati, per le diverse tipologie di curve S-N di figura 6, nelle figure 7, 8, 9, 10 e 11, in cui gli effetti dei diversi spettri di carico sono confrontati con quelli indotti dal traffico di Auxerre sotto forma di curve

$$\frac{\Delta\sigma_{c \min}}{\Delta\sigma_{c \min}(Auxerre)} = \frac{\Delta\sigma_{c \min}}{\Delta\sigma_{c \min}(Auxerre)}(L), \quad (3)$$

essendo $\Delta\sigma_{cmin}$ la minima classe del particolare che garantisce il soddisfacimento della verifica a danneggiamento sotto lo spettro di carico considerato e $\Delta\sigma_{cmin(Auxerre)}$ la corrispondente classe per il traffico di Auxerre. Più precisamente, la figura 7 fa riferimento ad armature pretese, a trefoli singoli in guaine di plastica e ad armature ordinarie in barre rettilinee (curve 1 e 2 di fig. 6), la figura 8 a trefoli rettilinei in guaine di plastica o d'acciaio (curva 3 di fig. 6), la figura 9 a trefoli curve in guaine d'acciaio (curva 5 di fig. 6), la figura 10 a dispositivi di giunzione per armature post-tese (curva 6 di fig. 6) e la figura 11, infine, ad armatura ordinaria in barre saldate o a dispositivi di giunzioni per armatura ordinaria (curve 4 e 7 di fig. 6).

5.1 Coefficienti di danneggiamento equivalente λ_1

Utilizzando i risultati ottenuti, sono stati anche calcolati i coefficienti di danneggiamento equivalente λ_1 associati ai traffici di Auxerre e Moerdijk e ai traffici derivati dal modello di carico a fatica n. 4 dell'EC1-2, caratterizzati da veicoli interagenti e non, si da poterli confrontare con quelli dell'EN1992-2.

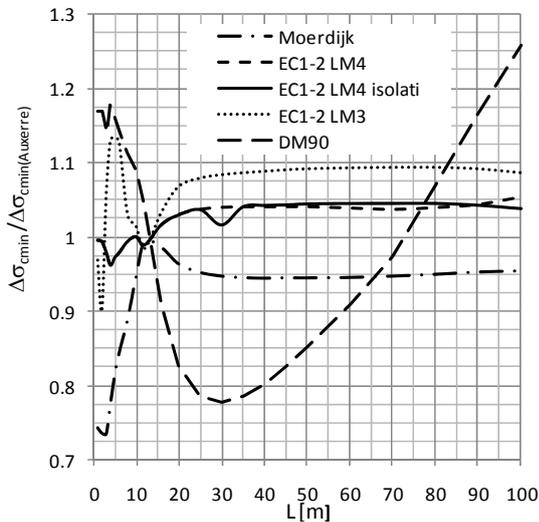


Figura 7 – Curve $\Delta\sigma_{cmin}/\Delta\sigma_{cmin(Auxerre)}-L$ (curve S-N n. 1 e n. 2 - fig. 6)

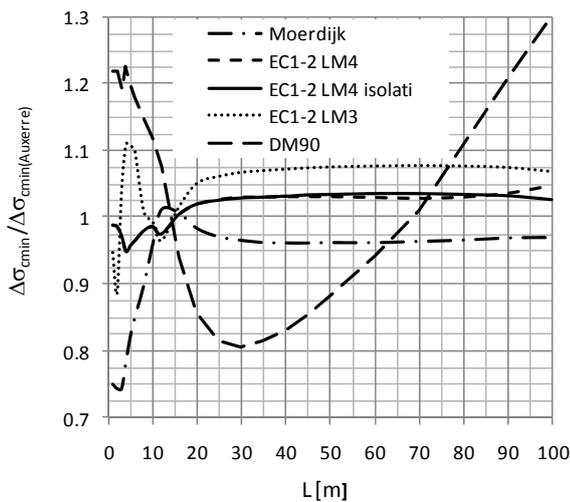


Figura 8 – Curve $\Delta\sigma_{cmin}/\Delta\sigma_{cmin(Auxerre)}-L$ (curva S-N n. 3 - fig. 6)

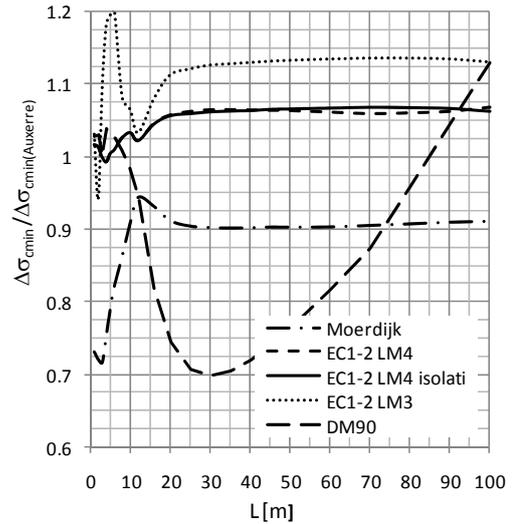


Figura 9 – Curve $\Delta\sigma_{cmin}/\Delta\sigma_{cmin(Auxerre)}-L$ (curva S-N n. 5 - fig. 6)

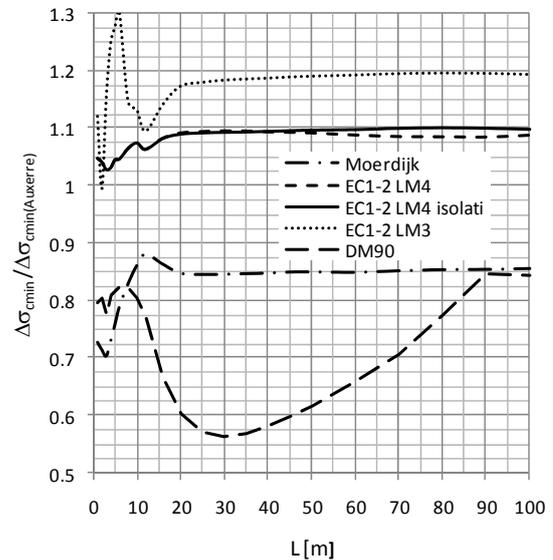


Figura 10 – Curve $\Delta\sigma_{cmin}/\Delta\sigma_{cmin(Auxerre)}-L$ (curva S-N n. 6 - fig. 6)

Per i ponti stradali la verifica con il metodo λ consiste nel controllare che sia soddisfatta la relazione

$$\gamma_{F,fat} \Delta\sigma_{s,equ} = \gamma_{F,fat} \lambda_s \Delta\sigma_{s,EC} \leq \frac{\Delta\sigma_{s,Rsk}}{\gamma_{s,fat}}, \quad (4)$$

dove $\gamma_{F,fat}$ e $\gamma_{s,fat}$ sono i coefficienti parziali di sicurezza, $\Delta\sigma_{s,equ}$ è il delta di tensione equivalente, $\Delta\sigma_{s,EC}$ è il delta di tensione massimo indotto nel dettaglio considerato dal modello di fatica n. 3 e λ_s è il coefficiente di danneggiamento equivalente.

Il coefficiente λ_s può essere calcolato come

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4, \quad (5)$$

essendo λ_1 il coefficiente che tiene conto dello schema statico e della luce del ponte e della forma della curva S-N, λ_2 il coefficiente che tiene conto del volume annuo di traffico, λ_3 il coefficiente che tiene conto della vita di progetto e λ_4 il coefficiente che tiene conto dell'eventuale interazione dovuta al transito simultaneo di veicoli su più corsie e φ_{fat} il coefficiente dinamico equivalente.

Poiché nel caso in esame, con $N_{obs}=2 \cdot 10^6$ veicoli/anno/corsia e vita a fatica di 100 anni, i coefficienti λ_2 e λ_3 sono uguali a uno, e considerato che il caso di transito simultaneo di veicoli su più corsie, rilevante peraltro soltanto per $L > 40-50$ m (Croce 2001.a), esula dagli scopi del presente studio, nel seguito si fa riferimento al solo coefficiente λ_1 .

Conformemente a quanto previsto nello stesso EN1992-2 per travate semplicemente appoggiate, il delta di tensione di riferimento, $\Delta\sigma_{s,EC}$, è stato calcolato incrementando del 40% i carichi asse del modello di fatica n. 3.

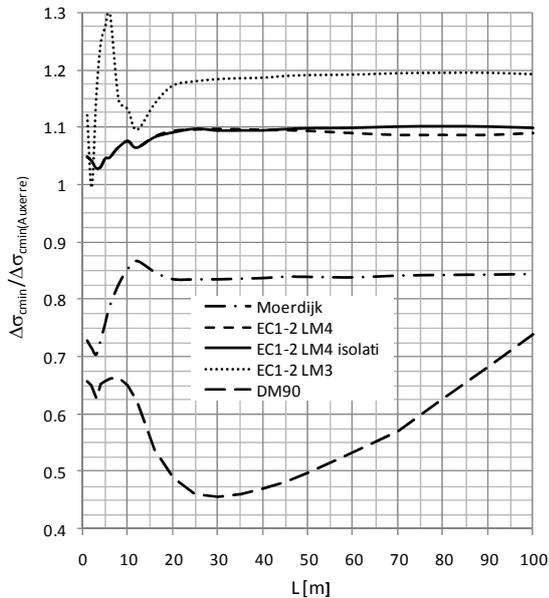


Figura 11 – Curve $\Delta\sigma_{cmin}/\Delta\sigma_{cmin(Auxerre)}-L$ (curve S-N n. 4 e n. 7 - fig. 6)

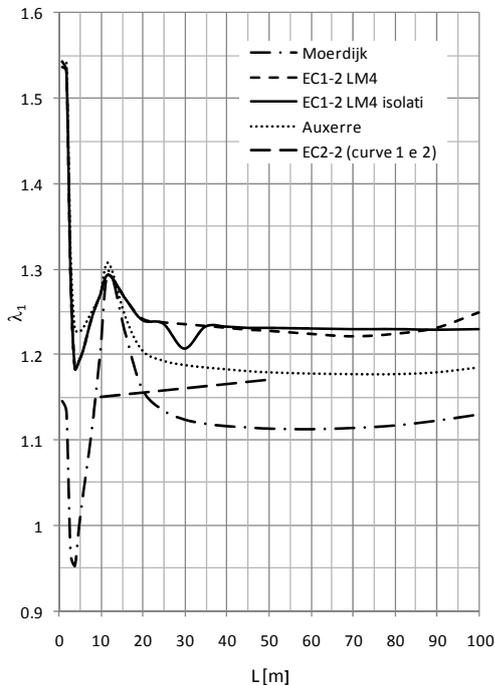


Figura 12 – Curve λ_1-L (curve S-N n. 1 e n. 2 - fig. 6)

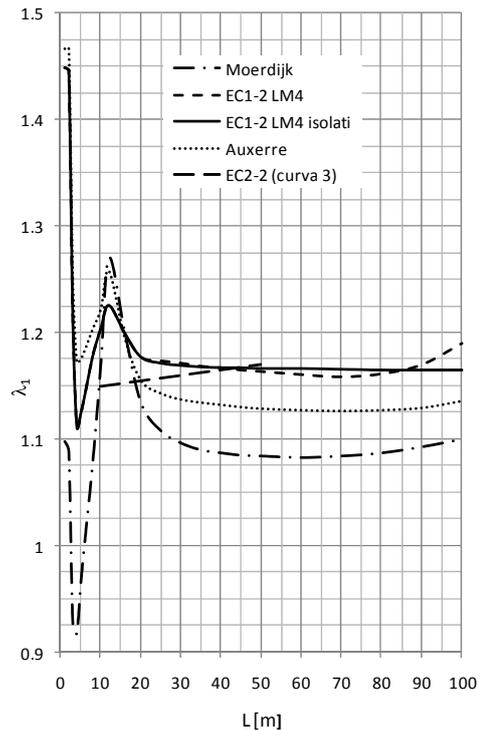


Figura 13 – Curve λ_1-L (curva S-N n. 3 - fig. 6)

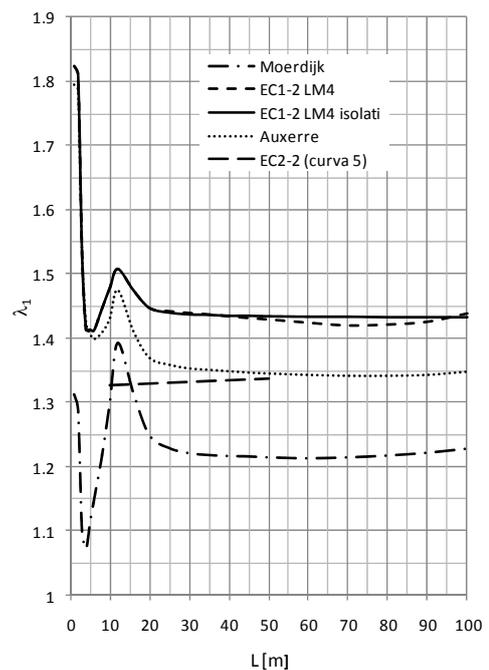


Figura 14 – Curve λ_1-L (curva S-N n. 5 - fig. 6)

I coefficienti λ_1 relativi ai diversi dettagli d'armatura, per i quattro traffici considerati, sono rappresentati in funzione della luce L , nelle figure 12÷16, nelle quali sono confrontati con le corrispondenti curve fornite dall'EC2-2, ove rilevanti. In particolare, la figura 12 fa riferimento ad armature pretese, a trefoli singoli in guaine di plastica e ad armature ordinarie in

barre rettilinee (curve 1 e 2 di fig. 6), la figura 13 a trefoli rettilinei in guaine di plastica o d'acciaio (curva 3 di fig. 6), la figura 14 a trefoli curve in guaine d'acciaio (curva 5 di fig. 6), la figura 15 a dispositivi di giunzione per armature post-tese (curva 6 di fig. 6) e la figura 16, infine, ad armatura ordinaria in barre saldate o a dispositivi di giunzioni per armatura ordinaria (curve 4 e 7 di fig. 6).

5.2 Analisi dei risultati

I risultati ottenuti dimostrano che:

- il modello di carico n. 4 dell'EC1-2, costituito da cinque veicoli equivalenti, benché originariamente calibrato per i dettagli delle strutture metalliche, riproduce in maniera molto soddisfacente il danneggiamento prodotto dal traffico di Auxerre: per dettagli caratterizzati da curve S-N tipo 1, 2 e 3 di figura 6 - armature ordinarie rettilinee, armature pretese e armature post-tese costituite da trefoli rettilinei o da trefoli curvi in guaine di plastica - il modello sottostima il delta di tensione equivalente $\Delta\sigma_{\text{cmin(Auxerre)}}$ per luci fino a 15 m circa, ma l'errore massimo è contenuto entro il 5%, mentre per luci superiori risulta leggermente cautelativo, essendo l'errore del 3-4% circa; per gli altri dettagli risulta, invece, sempre cautelativo: l'errore, che è minimo per luci minori di 15 m, aumenta lievemente per luci superiori, stabilizzandosi intorno ad un valore prossimo al 7% se si considerano curve S-N del tipo 5 di figura 6 - trefoli curvi in guaine d'acciaio - e al 10% per gli altri dettagli;
- i risultati forniti dal predetto modello n. 4 non cambiano in maniera significativa passando dal caso con veicoli interagenti al caso con veicoli isolati, essendo la differenza apprezzabile soltanto per luci molto grandi;

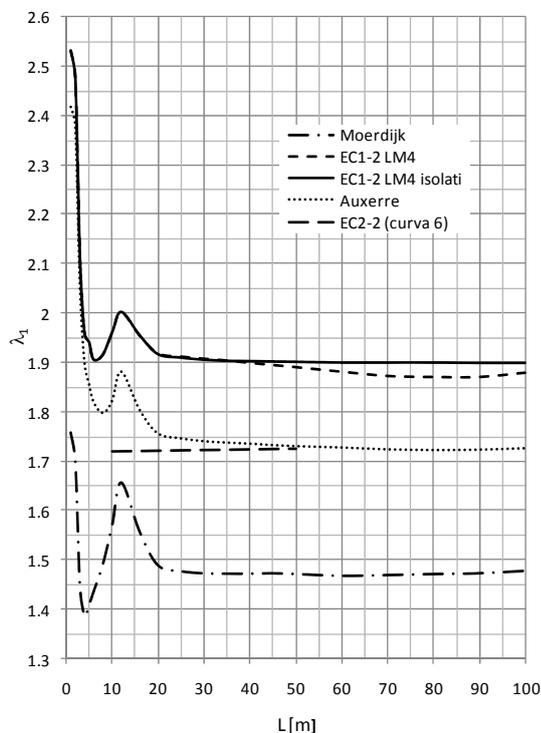


Figura 15 – Curve λ_I -L (curva S-N n. 6 - fig. 6)

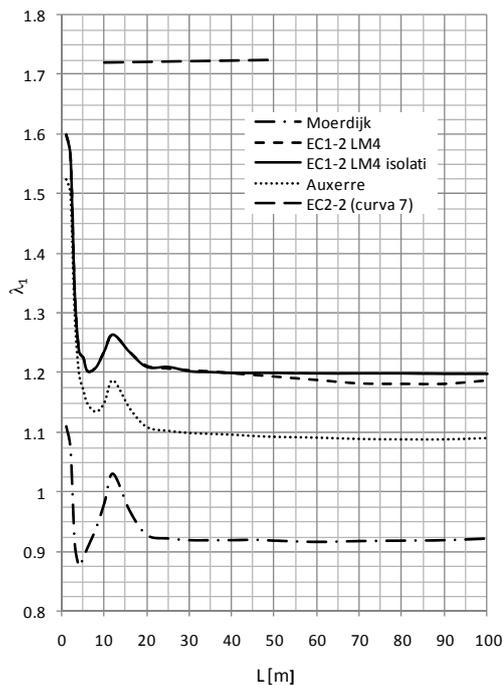


Figura 16 – Curve λ_I -L (curve S-N n. 4 e n. 7 - fig. 6)

- questo risultato non è inaspettato stante la particolarità della linea d'influenza presa in esame: considerando linee d'influenza di travi continue, le differenze dovrebbero essere molto più marcate;
- il modello di carico n. 3 dell'EC1-2, veicolo di fatica equivalente, considerato isolato, generalmente sottostima il delta equivalente $\Delta\sigma_{\text{cmin(Auxerre)}}$ per luci minori di 5-6 m, con errori massimi dell'ordine del 10-12%, eccezion fatta per le barre saldate e le reti e per i dispositivi di giunzione (curve 4, 6 e 7 di fig. 6): per tali dettagli, infatti risulta sempre cautelativo;
- per luci maggiori di 5-6 m, il modello n. 3 sovrastima il delta equivalente $\Delta\sigma_{\text{cmin(Auxerre)}}$, essendo logicamente più cautelativo del modello n. 4: l'errore massimo occorre per luci di circa 10 m ed è circa il 12% per dettagli caratterizzati da curve S-N tipo 1, 2 e 3, di circa il 20% per trefoli curvi in guaine d'acciaio e di circa il 30% negli altri casi; per luci maggiori di 30 m l'errore è pressoché costante ed è circa il 10% considerando curve tipo 1 e 2, il 7% considerando curve tipo 3, il 14% considerando curve tipo 5 e circa il 20% negli altri casi;
- il traffico di Moerdijk è generalmente meno severo, anche significativamente, del traffico di Auxerre;
- per luci molto piccole, fino a 4-5 m, il delta equivalente $\Delta\sigma_{\text{cmin}}$ indotto dal traffico di Moerdijk è fino al 30-40% minore di quello di Auxerre; per luci superiori, fino a 14-16 m, la differenza diminuisce fin quasi ad annullarsi, se si considerano curve tipo 1, 2 e 3, oppure fino a un minimo di circa 5% per curve tipo 5 e del 10-13% negli altri casi; per luci maggiori di 25-30 m, infine, la differenza risulta pressoché costante e pari al 4-5% per le curve 1, 2 e 3, al 10% per la curva 5 e al 15% nei casi rimanenti;
- il modello di carico a fatica della previgente normativa

italiana (DM 1990) non è in grado di cogliere l'effettivo danneggiamento;

- se si considerano curve S-N tipo 1, 2 e 3, il delta equivalente $\Delta\sigma_{\text{cmin}}$ prodotto dal modello del DM 1990 è minore del $\Delta\sigma_{\text{cmin(Auxerre)}}$ nell'intervallo di luci compreso tra 10 m e 70 m circa, con differenze massime dell'ordine del 20% per $L \geq 30$ m, al di fuori di questo intervallo il modello sovrastima il delta di tensione equivalente; le differenze massime sono di circa il 20% per luci minori di 10 m e di circa il 30% per luci prossime a 100 m;
- per curve S-N tipo 5 il comportamento è analogo: il delta equivalente $\Delta\sigma_{\text{cmin}}$ è minore del $\Delta\sigma_{\text{cmin(Auxerre)}}$ nell'intervallo di luci compreso tra 10 m e 80 m circa, con differenze massime dell'ordine del 30% in prossimità di 30 m, al di fuori di questo intervallo il modello sovrastima il delta di tensione equivalente, ma le differenze non sono particolarmente rilevanti;
- considerando curve S-N tipo 4 e 7, il delta equivalente $\Delta\sigma_{\text{cmin}}$ prodotto dal modello del DM 1990 è costantemente inferiore al $\Delta\sigma_{\text{cmin(Auxerre)}}$: la differenza è di circa il 35% per luci fino a 10 m, aumenta con la luce fino ad un massimo di circa 55% intorno ai 30 m per poi ridursi via via fino a un minimo del 26% per $L=100$ m;
- considerando curve S-N tipo 6, il delta equivalente del modello DM 1990 è ancora costantemente minore del $\Delta\sigma_{\text{cmin(Auxerre)}}$: la differenza è di circa il 30% per $L=3$ m, si riduce a circa il 20% per luci prossime a 10 m, aumenta poi con la luce fino a un massimo di circa 45% intorno ai 30 m per poi ridursi via via fino ad un minimo del 15% per $L > 90$ m;
- il modello DM 1990, peraltro, non può essere adattato al variare del flusso annuo o della vita di progetto;
- i coefficienti λ_1 forniti dall'EC2-2 per le armature, ancorché limitati all'intervallo di luci compreso tra 10 m e 50 m, non sembrano sufficientemente ben calibrati: essi, infatti, conducono in tutti i casi, eccetto che per dettagli caratterizzati da curve tipo 4 e 7, a una sottostima sistematica del danneggiamento effettivamente indotto dal traffico di Auxerre, soprattutto per luci piccole, anche se gli errori massimi sono contenuti entro il 10-12 %; viceversa, l'errore appare eccessivo quando si fa riferimento ai dispositivi di giunzione per armature ordinarie (curva tipo 7) - e alle armature ordinarie saldate, alle reti (curva tipo 4): questa contraddizione si spiega con il fatto che nell'EC2-2 queste due curve, che hanno rami di pendenza $k_1=3$ e $k_2=5$ con ginocchio corrispondente a $N^*=10^7$ cicli, sono trattate alla stessa stregua della curva 6, che ha sì rami della stessa pendenza, ma ginocchio a $N^*=10^6$ cicli.

6. CONCLUSIONI

I modelli di carico a fatica dell'Eurocodice EC1-2 sono stati confrontati, in termini di danneggiamento e in riferimento ai dettagli d'armatura di ponti in c.a. e c.a.p., con il traffico registrato ad Auxerre, su cui sono basati i modelli stessi, e con il traffico registrato recentemente a Moerdijk, caratterizzato dalla presenza di una significativa percentuale di veicoli lunghi e pesanti (LHV), allo scopo di valutare la capacità dei modelli stessi di coprire anche le nuove tendenze evolutive del traffico. Lo studio è stato completato estendendo il confronto anche al modello di carico a fatica semplificato del DM 1990 e

determinando i coefficienti di danneggiamento equivalente λ_1 , relativi ai diversi traffici.

I risultati dimostrano che

- i modelli di carico a fatica dell'EC1-2 sono ben calibrati e coprono ampiamente anche il traffico di Moerdijk;
- i coefficienti λ_1 dati nell'EC2-2 richiedono affinamenti;
- il modello del DM 1990, eccessivamente semplificato e scarsamente flessibile, conduce a stime del danneggiamento inattendibili.

Nel seguito della ricerca ci si propone di approfondire gli studi, considerando anche schemi statici più complessi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] EN1991-2 (2003) *Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*. Brussels: CEN
- [2] *Council Directive 96/53/EC (1996) of 25.07.1996 laying down for certain road vehicles circulating within the Community the maximum dimensions in national and international traffic and the maximum authorized weights in international traffic* (OJ L 235, 17.9.1996, p. 59)
- [3] EN 1992-1-1 (2005) – *Eurocodice 1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici*, Milano, UNI.
- [4] EN 1992-2 (2005) – *Eurocodice 1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi*, Milano, UNI.
- [5] DM 4.5.90 (1990) - *Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali*.
- [6] BRULS, A et al. (1996) - ENV1991 Part 3: The main model of traffic loads on road bridges. Background studies. *Proceedings of IABSE Colloquium on Basis of Design and Actions on Structures. Background and Application of Eurocode 1*. Delft
- [7] CARAMELLI, S. & CROCE, P. (2000) - Messina bridge: testing assisted deck fatigue design, *IIW Conference on Welded Constructions: Achievements and perspectives for the new millennium*. Florence
- [8] CARAMELLI, S. & CROCE, P. (2009) Influence of heavy traffic trend on EC1-2 load models for road bridges, *CSHM2 Proc.* Balkema, Rotterdam
- [9] CROCE, P. (2001.a) - Background to Fatigue Load Models for Eurocode 1: Part 2 Traffic Loads. *Progress in Structural Engineering and Materials* 1(3:4): 250-263.
- [10] CROCE, P. (2001.b) - Traffic loads on road bridges. *Proceedings of Leonardo Seminar on EN1991 - Actions on structures*. Pisa: TEP
- [11] CROCE, P. & SALVATORE, W. (2001) - Stochastic model for multilane traffic effects on bridges. *Journal of Bridge Engineering, ASCE*, 6(2): 136-143
- [12] CROCE, P., SANPAOLESI, L. (2004) *Design of bridges*. Pisa: TEP.
- [13] O'BRIEN, E.J. et al. (1998) - *Bridge applications of weigh-in-motion*. Paris: LCPC.
- [14] O'CONNOR, A.J. et al. 1998. Effects of traffic loads on road bridges – Preliminary studies for the re-assessment of the Eurocode 1, Part 3. *2nd European Conference on WIM of road vehicles Proc.* Lisbon.
- [15] VAN BENTUM, C.A. & DIJKSTRA, O.D. (2008) - *Process description of equivalent fatigue load on bridge decks*. TNO report 366 B UK. Delft: TNO.

VIADOTTO INCORONATA – AUTOSTRADA SA-RC CARREGGIATA NORD ESISTENTE: ADEGUAMENTO STATICO MEDIANTE PRECOMPRESSIONE ESTERNA

Stefano Danna¹, Tommaso Ciccone², Fabrizio Averardi Ripari³

¹ Ingegnere civile, Ufficio Tecnico Tensacciai Spa, Milano

² Ingegnere civile, Direttore Generale Tensacciai Spa, Milano

³ Ingegnere civile, Direttore Tecnico Tensacciai Spa, Roma

SOMMARIO

A causa del progressivo degrado delle strutture ad oggi in esercizio la tecnica della precompressione esterna è di impiego sempre più diffuso, soprattutto in casi come quello oggetto della presente memoria sia necessario incrementare notevolmente la resistenza delle travi portanti. Il grande vantaggio di questa tecnica è di consentire la regolazione della tensione nel tempo in funzione della risposta della struttura, permettendo in tempi successivi all'installazione di intervenire per eventuali controlli. Questo consente di monitorare, soprattutto nel periodo successivo alla messa in tensione, sia il rilassamento del trefolo che gli effetti viscosi del calcestruzzo, fenomeni sicuramente di difficile previsione in fase preliminare.

SUMMARY

Due to the progressive deterioration of the structures now in use the technique of external post-tensioning is becoming more common during last years, especially in the cases, such as the one considered in this memory, where it's necessary to increase considerably the resistance of load-bearing beams. The great advantage of this technique is to allow adjustment of the tension in the future, depending on the response of the structure, allowing time to take action after any structural checks. This allows the monitoring, especially in the period following the installation of cables, either the relaxation of the strand or the viscous effects of concrete, that are certainly difficult to predict at an early stage.

1. INTRODUZIONE

L'utilizzo della post-tensione esterna per il rinforzo di strutture esistenti si è diffuso a partire dagli anni '50 in molti paesi, e si è dimostrato in molti casi e per diverse tipologie strutturali una soluzione valida ed economica. Uno dei fattori di maggiore successo di questa tecnologia è sicuramente la velocità di realizzazione, unitamente ad una bassa interferenza con il traffico veicolare. In alcuni casi è infatti possibile realizzare l'intervento di ripristino senza interrompere il normale stato di servizio dell'opera, oppure semplicemente riducendolo.

A dispetto del suo uso diffuso e degli evidenti vantaggi, vi è una mancanza di informazioni di carattere generale sul modo in cui questa tecnica può essere applicata, e non ci sono linee guida specifiche disponibili.

1.1 Il rinforzo strutturale

In risposta alla domanda di più veloci ed efficienti sistemi di trasporto, vi è stato negli ultimi 50 anni un costante aumento del peso e del volume di traffico che utilizzano i sistemi di viabilità nazionale principali in tutto il mondo. L'eccesso di carico dovuto al traffico veicolare è oggi un problema molto comune, che deve essere considerato sicuramente nella fase di progettazione di nuove opere, ma che è di fondamentale importanza nella valutazione dello stato di degrado dei ponti ed in generale delle strutture ad oggi in esercizio. In risposta all'aumento del flusso di traffico, la

tendenza a realizzare interventi di incremento della sezione stradale è spesso effettuata per aumentare la capacità stessa della rete stradale. Come risultato, molti ponti sono ad oggi tenuti a portare dei carichi significativamente maggiori rispetto ai carichi di progetto originali. Inoltre, gli stessi ponti anche se progettati considerando livelli di carico adeguati, possono essere sovraccaricati per motivi differenti, quali una non perfetta realizzazione, difetti dovuti all'usura o alla progettazione; questo può compromettere le prestazioni strutturali della struttura. Nel caso di strutture precomprese, la perdita di precompressione dovuta al rilassamento dell'acciaio, unitamente ai fenomeni viscosi del calcestruzzo, possono portare ad un'ulteriore diminuzione della resistenza dell'opera.

Inoltre, questi problemi sono molto accentuati in paesi in via di sviluppo, dove la manutenzione del ponte è spesso trascurata. Di conseguenza, le amministrazioni e le imprese di costruzione si trovano di fronte alla scelta di limitare il traffico veicolare per effettuare la riabilitazione delle strutture.

1.2 Tipologia dell'intervento

La scelta della tecnologia e delle peculiarità dell'intervento dipendono da un elevato numero di fattori, tra cui i principali sono sicuramente il tipo di struttura, l'incremento di forza necessario e i relativi costi. Infatti, alcune tecniche di ripristino sono applicabili solo a determinate tipologie strutturali, e ci sono delle limitazioni nella possibilità di incrementare il livello tensionale nelle

strutture oltre certi limiti. Nel valutare un intervento di ripristino, è importante considerare, oltre al costo iniziale delle opere di rinforzo, anche i costi del loro mantenimento futuro, durante la vita utile dell'opera. Certamente la valutazione corretta dello stato di fatto dell'opera è essenziale, in quanto per strutture particolarmente degradate l'eventuale risparmio iniziale legato all'intervento di ripristino verrebbe annullato in breve tempo dalla necessità di sostituire l'intera opera o parti importanti di questa. In particolare, lo stato tensionale e le condizioni delle sottostrutture non devono essere ignorate, e la progettazione dell'intervento non può prescindere da un'attenta valutazione della capacità portante delle pile e delle relative fondazioni.

In funzione della configurazione del ponte e della vita di esercizio prevista a seguito dell'intervento di ripristino, altri fattori che devono essere considerati prima di orientarsi verso un particolare schema strutturale sono sicuramente la durabilità, l'ispezionabilità e la sostituibilità. Per alcune modalità di ripristino strutturale, la possibilità di monitorare il comportamento dell'opera deve necessariamente essere considerata, soprattutto in quei casi in cui si propongono soluzioni innovative; in quest'ottica la possibilità di variare il carico applicato alla struttura in futuro, per esempio per fronteggiare un eventuale incremento aggiuntivo del traffico veicolare. L'aspetto del ponte, dopo il ripristino, è un aspetto importante che non deve essere ignorato; nella progettazione di grandi strutture l'estetica ha sempre svolto un ruolo importante, mentre la percezione del pubblico è stata spesso ignorata per piccoli interventi su strutture secondarie.



Immagine 1 – Viadotto Incoronata – Il viadotto

2. LA POST-TENSIONE ESTERNA

Il principio della post-tensione esterna è il medesimo della post-tensione tradizionale, cioè l'applicazione di un carico assiale che comporta un elevato incremento della capacità flessionale delle travi, riducendo l'insorgere di fenomeni fessurativi. Possono esserci anche dei benefici nella resistenza a taglio, ma certamente una precisa valutazione di questi fenomeni, soprattutto su strutture esistenti, è spesso molto complessa. Questo perché il carico nei cavi di post-tensione è

una funzione del comportamento globale della trave, oltre che dello stato deformativo nelle particolari sezioni.

Molti codici nazionali e internazionali riportano metodi per la determinazione della capacità portante, ma questi si basano soprattutto su risultati di laboratorio ottenuti da esperimenti su travi con cavi di post-tensione interni. La post-tensione esterna come strumento per il rinforzo di strutture esistenti è stata usata a partire dagli anni '50, e ci sono numerosi esempi di applicazione in tutto il mondo. Nella maggior parte delle applicazioni la post-tensione è stata applicata tramite cavi a trefoli, anche se ci sono applicazioni con barre da precompressione. La maggiore rigidità provocata dal sistema di post-tensione esterna è in grado di ridurre l'inflessione e le vibrazioni in esercizio. Le sollecitazioni possono essere ridotte ed anche le prestazioni a fatica possono essere migliorate. La presenza di una deformazione o l'abbassamento del ponte possono essere ridotti o eliminati.

3. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

3.1 Realizzazione del sistema di precompressione

Per la realizzazione del sistema di precompressione aggiuntivo è stato necessario predisporre, all'interno del cassone, dei setti in calcestruzzo, inghiessandoli all'interno del calcestruzzo pre-esistente in modo da conferire una resistenza allo scorrimento relativo sufficiente a sopportare i carichi aggiuntivi.



Immagine 2 – Viadotto Incoronata – Durante il lavoro

La realizzazione di questi setti ha coinvolto direttamente anche l'impresa specialistica fornitrice del sistema di post-tensione, in quanto le esigenze di ingombro dei cavi si scontravano direttamente con la necessità di contenere il più possibile il peso proprio strutturale dell'intervento, per non appesantire oltremodo la struttura. In corrispondenza dei setti in calcestruzzo i cavi di post-tensione assumono una elevata curvatura, dovendosi abbassare rispetto all'intradosso della soletta per consentire l'alloggiamento dei dispositivi di ancoraggio. Si sono così predisposti dei tubi calandri all'interno dei setti, che all'estremità del dispositivo di ancoraggio sono dotati di una piastra di ripartizione, mentre

all'altra estremità hanno al loro interno un anello centratore, che consente sia di ridurre il diametro del fascio di trefoli per far sì che sia contenibile da una guaina di diametro ridotto, sia di proteggere la zona di ancoraggio dall'ingresso di agenti corrosivi. In corrispondenza dei setti intermedi, i cavi sono passanti all'interno degli stessi. Di conseguenza sono stati predisposti dei tubi in acciaio da annegare nel getto, sporgenti all'incirca 20cm da ogni estremità. È di estrema importanza curare con particolare attenzione il posizionamento di questi tubi, sia in corrispondenza delle zone di passaggio che di quelle di deviazione, in quanto ogni deviazione rispetto alla posizione prevista dal progetto comporta notevoli concentrazioni localizzate di sforzo, che possono portare anche alla rottura del getto di calcestruzzo, ma che ad ogni modo portano ad una distribuzione degli sforzi differente da quella prevista in fase progettuale. In corrispondenza di ognuno di questi setti intermedi, si sono realizzate, dopo aver effettuato l'infilaggio dei trefoli, delle chiusure ermetiche con degli spezzoni di guaine in PEAD di diametro maggiore, e delle fasce di materiale termoretraibile. In questo modo il cavo rimane un sistema isolato dall'ambiente esterno lungo tutto il suo sviluppo. Una particolare attenzione è stata posta in corrispondenza delle zone di ancoraggio, in quanto in tali zone, per motivi legati all'immorsamento, viene rimossa la protezione in polietilene su ogni singolo trefolo. Questo livello di protezione viene quindi ripristinato con un'iniezione di tutta la zona, compresa quella retrostante l'ancoraggio, con un grasso protettivo, che può essere rimosso nel caso si rendano necessari futuri interventi sul cavo.

Il dispositivo di ancoraggio è costituito da un blocco filettato munito di ghiera di regolazione, che consente eventuali regolazioni future nell'ordine di +/-25% del carico. Eventuali ritensionamenti superiori saranno comunque possibili

interponendo degli spessori a contrasto sotto la ghiera di regolazione, fatti salvo i problemi di ingombro che si presenterebbero per effettuare questa operazione, essendo i cavi interni ad un cassone, che ha dimensioni ridotte.

3.2 Cablaggio

Il sistema di precompressione aggiuntiva (vedi figura 1), è costituito da 684 cavi Ø 0.6" "unbonded", in acciaio zincato, formati da 7 fili di acciaio armonico di cui uno centrale e gli altri 6 avvolti attorno ad essi, ed alloggiati in un tubo di protezione in HDPE Ø 140mm. Alle due estremità dei cavi sarà posta in opera una testata di ancoraggio, da 285 tonnellate, del tipo **19MTRN15** (19 cavi da 15 ton/cad.), con ghiera di regolazione del tiro con escursioni variabili +/- 25%. I cavi sono disposti con deviazioni verticali massime di circa 30°, mentre in direzione orizzontale, con disposizione ad arpa, hanno un'inclinazione massima di circa 5°. La collocazione dei 684 trefoli è la seguente:

Tabella 1 – Disposizione cavi carreggiata nord / sud

DA CONCIO	A CONCIO	PILA NUMERO	NUMERO TREFOLI
13A	13A	5-6	38
9A	9	5	76
6A	6	5	76
9	9A	6	76
6	6A	6	76
TOTALE			342

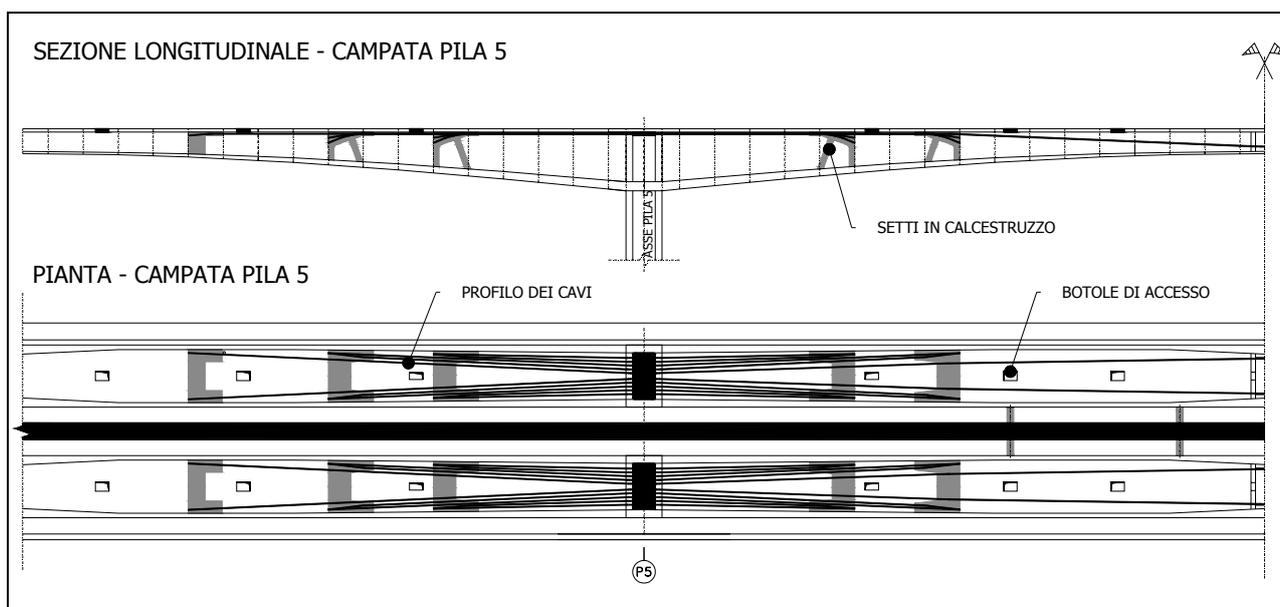


Figura 1 – Disposizione cavi carreggiata nord e sud – Lato pila 5

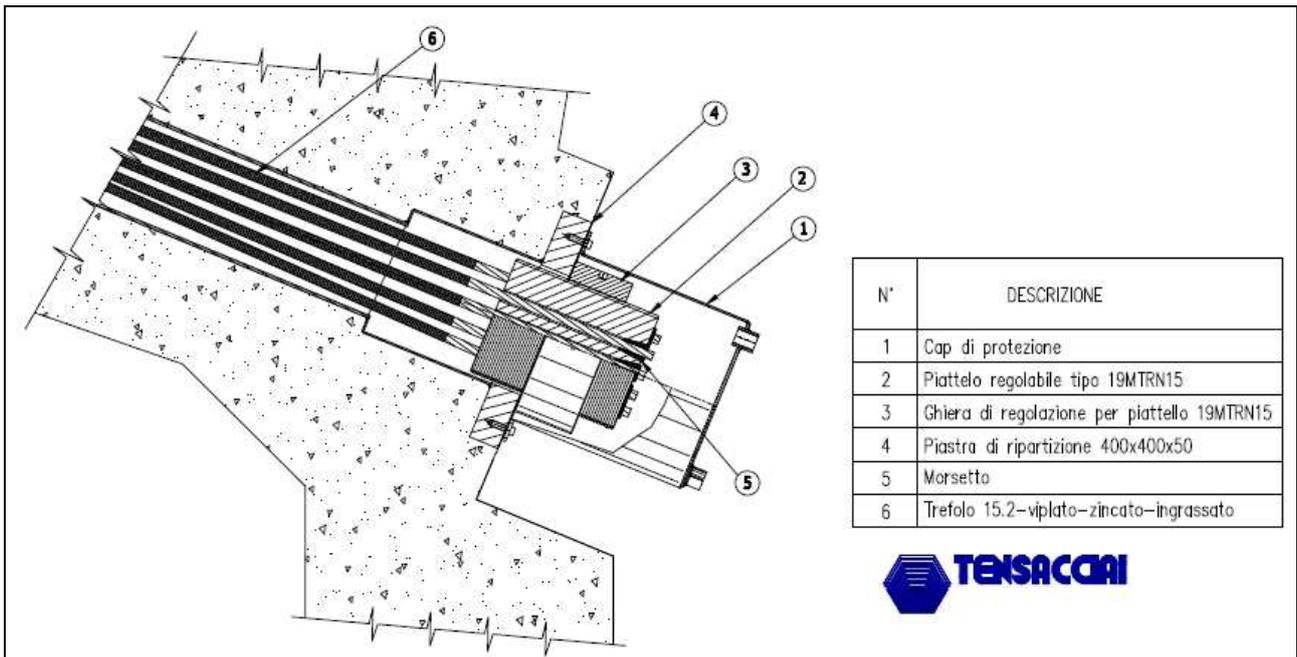


Figura 2 – Schema ancoraggio tipo TENSACCAI 19MTRN15 – Viadotto Incoronata

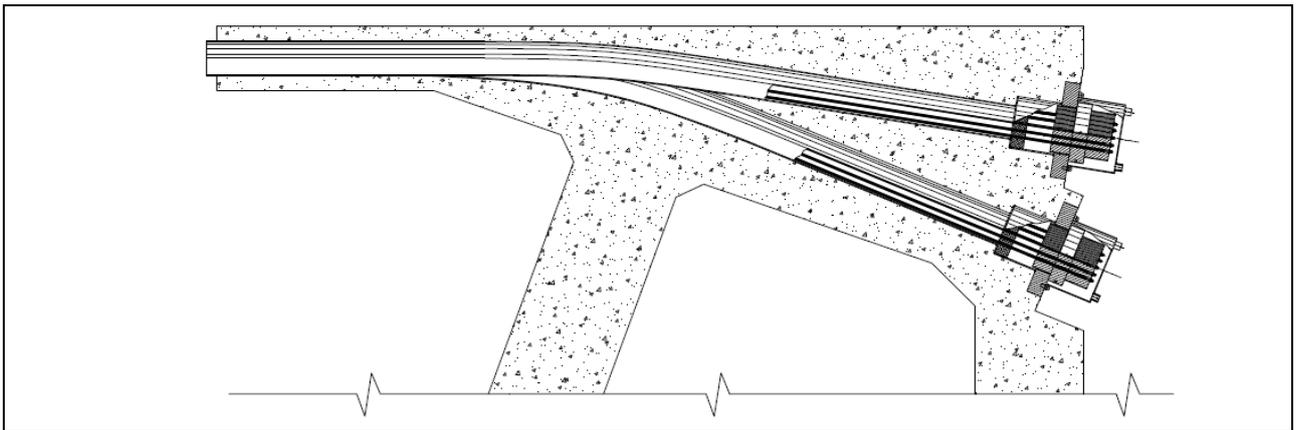


Figura 3 – Sezione tipo – Setti di ancoraggio



Immagine 3 – Viadotto Incoronata – Dettaglio ancoraggio



Immagine 4 – Viadotto Incoronata – Dettaglio tubi PEAD

3.3 Fasi lavorative

Di seguito sono descritte, suddividendole in macroattività principali, le fasi lavorative necessarie per la posa in opera dei cavi per ogni impalcato:

- Fissaggio del tubo in P.E.A.D. Ø 140mm lungo l'intradosso della soletta dell'impalcato.
- Infilaggio dei 684 trefoli all'interno dei tubi in P.E.A.D., in ragione di 19 per ogni tubo.
- Fissaggio della testa di ancoraggio 19MTRN15 sulla piastra di contrasto già predisposta in fase di getto del calcestruzzo dei setti di ancoraggio, muniti di ghiera di regolazione.
- Predisposizione del martinetto monotrefolo e prima messa in tensione dei trefoli.
- Successiva messa in tensione, seguendo il piano di tesatura concordato, e raggiungimento delle tensioni richieste.
- Taglio delle sovrallunghezze di trefolo che erano necessarie in fase di tesatura. Da questo momento in poi sarà possibile modificare la tensione nei cavi solamente agendo sulla ghiera di regolazione.
- Iniezione delle testate di ancoraggio e della zona retrostante le stesse con grasso protettivo, impiegando un apposito ingrassatore. Il grasso viene iniettato direttamente attraverso un cappuccio protettivo, realizzato in acciaio zincato a caldo.



Immagine 3 – Costruzione dei setti di ancoraggio

4. MONITORAGGIO IMPALCATO DURANTE LE FASI DI TESATURA E RITESATURA DEI CAVI

4.1 Monitoraggio dell'estradosso

Durante le fasi di tesatura e ritesatura dei cavi all'interno dell'impalcato era previsto il monitoraggio dell'estradosso attraverso il rilevamento di 22 punti topografici posti sulla soletta. Tutte le misurazioni delle frecce tramite livellazione topografica di precisione, eseguite nelle diverse fasi di tesatura previste, sono avvenute in condizioni esterne il più possibile costanti e fra loro direttamente confrontabili, con la precompressione esterna come unica variabile esterna applicata, oltre che il tempo (per lo sviluppo della viscosità). A impalcato scarico, e/o comunque non influenzato dal traffico veicolare circostante, è stata rilevata per un periodo

significativo l'influenza della variazione della temperatura uniforme e differenziale sul ponte per effetto dell'irraggiamento solare, misurando le frecce di natura termica nei punti di livellazione. I primi risultati sperimentali sono serviti ai progettisti dell'opera per tarare definitivamente il modello matematico FEM opportunamente predisposto, consentendo una verifica delle diverse variabili (vincoli, moduli dei materiali, ecc) in parte già note dalle prove sperimentali effettuate. Le misurazioni sono state eseguite nelle medesime condizioni esterne, in orari prestabiliti e con irraggiamento solare diretto assente (in orario serale-notturno).

4.2 Monitoraggio dell'intradosso

Per il monitoraggio dell'intradosso dell'impalcato è stato utilizzato il by-bridge, al fine di monitorare durante le differenti fasi di tesatura la formazione di eventuali fessure non attese. Si sono potute strumentare tutte le fessure mediante vetrini o fessurimetri ottici con tacche graduate, in modo da poter mappare l'intradosso e fornire indicazioni al progettista in merito ad eventuali azioni da intraprendere. A conclusione dell'intervento di post tensione, è stato redatto un rapporto finale contenente una mappatura complessiva e tutte le rilevazioni effettuate, che potranno documentare anche in futuro lo stato dell'arte dopo l'intervento di ripristino effettuato.

5. CONCLUSIONI

L'intervento realizzato ha consentito di riportare in sicurezza una struttura che ad oggi si trovava a dover sopportare livelli di carico decisamente differenti da quelli a suo tempo considerati in fase progettuale. A livello di post-tensione esterna, l'intervento ha comportato l'installazione di cavi con lunghezza massima di 190 metri, che rappresenta un record sul territorio nazionale. La buona riuscita dell'intervento è sicuramente una conferma della validità di questa tecnologia, che, se pensiamo al solo territorio nazionale, conosce in questo periodo una sempre maggiore richiesta.

5.1 Vantaggi e svantaggi

Come per qualsiasi tipo di intervento di ripristino, ci sono una serie di vantaggi e svantaggi legati all'utilizzo della post-tensione esterna. Tra i vantaggi, possono sicuramente essere citati i seguenti:

- Il metodo è economico in quanto è veloce da installare nei confronti di interventi che prevedono un maggiore danneggiamento dell'impalcato del ponte. Inoltre l'equipaggiamento necessario all'installazione è leggero e semplice da usare, in particolar modo quando l'installazione viene eseguita con martinetti monotrefolo. Anche ancoraggi e dispositivi deviatori sono di semplice posizionamento.
- Sia il comportamento a flessione che quello a taglio risultano incrementati, senza un sensibile incremento del peso proprio della struttura.
- La facilità di ispezione incrementa l'affidabilità della struttura, in quanto eventuali incrementi di sforzo dovuti

per esempio ad un impatto o alla corrosione possono essere riscontrati adottando delle semplici procedure di ispezione.

- La possibilità di variare lo stato tensionale nel cavo; questa è un'operazione che può essere effettuata con un disturbo minimo al traffico veicolare. Di conseguenza, soprattutto con un attento monitoraggio dell'opera, è possibile intervenire a ripristinare eventuali perdite di tensione dovute a ritiro, viscosità e rilassamento. In assenza di uno specifico sistema di monitoraggio, il ritensionamento del cavo può essere fatto con il solo scopo di conoscere il reale stato tensionale nel cavo.
- I cavi possono essere interamente sostituiti, se in seguito ad un'ispezione venissero rilevati dei fenomeni di corrosione che pregiudicano l'efficienza dell'intervento.
- Nel caso si impieghino dei trefoli non viplati, e quindi il cavo sia iniettato con miscela cementizia, è comunque possibile rimuovere il cavo tagliando i trefoli e ripristinando interamente il sistema, compresa la guaina di ricoprimento.
- I cavi possono essere curvati in modo da aumentarne l'eccentricità. Se richiesto, l'eccentricità può essere aumentata installando i cavi al di sotto della parte più bassa dell'impalcato.
- Le perdite di precompressione associate all'attrito sono decisamente inferiori per i cavi esterni. Questo implica che i cavi possono essere più lunghi e con deviazioni maggiori.
- Per impalcati a cassone, i cavi possono essere installati dentro al cassone; in questo modo non viene deturpata l'estetica dell'opera.
- Sono disponibili elevate metodologie di protezione alla corrosione, di facile installazione anche se è importante un'accurata progettazione di dettaglio delle zone di ancoraggio e di deviazione.

Come per tutte le altre metodologie di riabilitazione, anche la post-tensione esterna ha alcuni svantaggi, ed è importante capirli a fondo in modo da tenerne conto in fase di progettazione. I principali svantaggi che possono essere citati sono i seguenti:

- L'esecuzione dell'intervento di ripristino è fortemente condizionata dalle condizioni dell'opera esistente. Per esempio, calcestruzzi con bassa resistenza non possono essere sovraccaricati, ed accurate analisi devono essere effettuate per stabilire se l'impalcato stesso sia in grado di sopportare l'incremento di tensione. In questi casi la post-tensione deve essere applicata con particolare attenzione.
- Le perdite di tensione dovute ai fenomeni viscosi ed al rilassamento dell'acciaio, sono fattori intrinseci della tecnologia della post-tensione, che devono essere considerati attentamente in fase progettuale. Questo problema è eliminato nel caso di cavi ritensionabili.
- L'installazione di deviatori ed ancoraggi, in alcuni casi, può essere complicata, ed una accurata progettazione di dettaglio è fondamentale per considerare gli incrementi

localizzati di sforzo in aree molto ristrette. Infatti, nella maggior parte dei casi, è necessario saldare o inghisare nella struttura pre-esistente delle carpenterie, o predisporre dei setti aggiuntivi.

- I cavi, essendo esterni, sono maggiormente suscettibili alla corrosione, e spesso devono essere installati in aree nelle vicinanze dei giunti.
- La resistenza a taglio di travi rinforzate con cavi esterni è di difficile determinazione, anche se, pur avendo una serie di incertezze, alcuni metodi conservativi sono disponibili. È sicuramente necessaria una maggiore ricerca in questo campo.
- Questo metodo è spesso utilizzato solamente per aumentare la resistenza flessionale dell'opera, in quanto risulta spesso molto complicato aumentare la resistenza a taglio, essendo le zone vicine al giunto di difficile accessibilità ed essendoci in tali zone spazi ridotti per l'installazione di dispositivi per la post-tensione esterna.
- La duttilità di travi in calcestruzzo post-tese con cavi esterni è oggetto di dibattiti. Questo perché, dato che i trefoli non raggiungono mai lo snervamento in esercizio, la rottura avverrà sempre per il raggiungimento del massimo sforzo di compressione ammissibile nel calcestruzzo della soletta. Ad ogni modo i pochi test di laboratorio disponibili in letteratura, svolti al TRL, hanno dimostrato che travi post-tese con cavi esterni collassano dopo notevoli deformazioni e con riserve tensionali dopo la rottura.
- L'installazione dei cavi può significare dover lavorare in condizioni difficili ed in spazi confinati. Queste difficoltà sono minimizzate dall'impiego di martinetti monotrefolo ed attrezzature moderne e di ingombri limitati.
- Nei casi in cui i cavi debbano essere installati al di sotto della sezione del cassone o della flangia inferiore della trave, possono esserci dei problemi di ingombri e di luce libera, soprattutto nel caso in cui sotto il ponte ci siano altre vie di corsa.
- Come per i ponti strallati, la presenza di cavi esterni è suscettibile a danneggiamenti dovuti al fuoco, impatti o atti vandalici.
- Per l'installazione dei cavi di post-tensione esterna è necessaria un'accurata fabbricazione, ed una supervisione di specialisti durante l'installazione. In particolare la sequenza di tesatura deve tenere conto di quelle che sono le reali resistenze della struttura esistente, per evitare sovraccarichi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] LEE, D H (1952). Prestressed concrete bridges and other structures. The Structural Engineer. Volume 30
- [2] XANTHAKOS, P P (1996). Bridge Strengthening and Rehabilitation. Prentice-Hall, New Jersey.
- [3] PRECONTRAINTE EXTERIEURE, Setrà, 02/1990, Parigi, Francia

INCERTEZZA EPISTEMICA NELLA VALUTAZIONE SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.: FORMATO E VALORI DEL FATTORE DI CONFIDENZA

Paolo Franchin¹, Paolo Emilio Pinto¹, Pathmanathan Rajeev²

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza"

² European School for Advanced Studies in the Reduction of Seismic Risk, Pavia

SOMMARIO

L'EC8-3, che ha per oggetto la valutazione e l'adeguamento delle strutture esistenti, tiene conto dell'incertezza epistemica mediante un fattore, chiamato di "confidenza" (FC), il cui valore dipende dalla conoscenza disponibile sulle proprietà dei materiali, la geometria e i dettagli costruttivi. Questa soluzione, plausibile da un punto di vista logico, non è peraltro ancora supportata da un vasto uso nella pratica e richiede quindi la conferma mediante analisi affidabilistiche nelle quali si modelli e si propaghi l'incertezza sulla conoscenza della struttura attraverso tutto il processo di valutazione. L'articolo indaga la fondatezza del formato proposto nella norma e individua alcuni punti nei quali essa è passibile di miglioramento. L'approccio si basa sulla simulazione dell'intero processo di valutazione e sulla stima della distribuzione statistica dei risultati di molte valutazioni, condizionata al livello di conoscenza. Sulla base di tale distribuzione si propone anche un criterio per calibrare i valori di FC. I valori ottenuti sono esaminati e confrontati con quelli proposti nella norma.

SUMMARY

EC8-3, devoted to assessment/retrofitting of existing buildings, accounts for epistemic uncertainty with an adjustment factor, called "confidence factor (CF)", whose value depends on the knowledge of properties such as geometry, reinforcement layout and detailing, and materials. This solution, plausible from a logical point of view, cannot yet profit from the experience of use in practice, hence it needs to be substantiated by a higher level probabilistic analysis accounting for and propagating epistemic uncertainty (i.e., incomplete knowledge of a structure) throughout the seismic assessment procedure. The paper investigates the soundness of the proposed format and pinpoints some problematic aspects that would require refinement. The approach taken rests on the simulation of the entire assessment procedure and the evaluation the distribution of the assessment results conditional on the acquired knowledge. Based on this distribution a criterion is proposed to calibrate the CF values. The obtained values are then critically examined and compared with code-specified ones.

1. INTRODUZIONE

Il fatto ovvio che il contributo dominante al rischio sismico, in termini di vite umane e di danni economici, venga dalle strutture esistenti, è stato realizzato sorprendentemente di recente, solo a valle di alcuni eventi disastrosi verificatisi negli anni '90 del secolo scorso in California e Giappone. In queste occasioni la mancanza di preparazione della comunità tecnico-scientifica è apparsa evidente quanto la dimensione del problema. In effetti l'attività di ricerca e la predisposizione delle norme a valle di questa si erano occupate esclusivamente del comportamento e della progettazione di opere di nuova costruzione, compito rivelatosi assai più semplice di quello di valutare strutture esistenti, e mal progettate.

Il primo documento apparso a colmare questo vuoto, in linea con i moderni dettami dell'ingegneria sismica, può essere individuato nelle linee guida NEHRP, preparate sotto l'egida della FEMA nel 1997 (FEMA, 1997), e presto seguite

dalle FEMA 356 (FEMA, 2000). Più o meno negli stessi anni iniziava il lavoro sulla parte 3 dell'EC8, approvata nel 2005 (CEN, 2005). Questi documenti non potevano ovviamente fornire una conoscenza non ancora acquisita e naturalmente, visto l'arco di tempo relativamente breve nel quale sono stati sviluppati, non si poteva richiedere che fossero anche supportati da un'adeguata mole di applicazioni. In questo senso non si possono che riguardare come documenti sperimentali e ancora soggetti a miglioramento.

Questa memoria presenta uno studio rivolto a un particolare aspetto della procedura di valutazione proposta nell'EC8-3: il cosiddetto fattore di confidenza (FC), simile al fattore di conoscenza nelle FEMA 356. Il ruolo di FC è centrale nella procedura. Viene innanzitutto svolta una discussione di natura concettuale sulla natura e la portata di tale fattore, evidenziandone le fondamentali differenze con gli usuali fattori parziali γ . Tale discussione mostra che, almeno

da un punto di vista teorico, il formato attuale non è adeguato. Da un punto di vista pragmatico, tuttavia, si procede a saggiare la possibilità che, nonostante le limitazioni individuate, FC sia comunque in grado di fornire risultati utili in pratica. Quest'ultima operazione è svolta confrontando i valori di FC forniti dalla norma con quelli ottenuti nell'ambito di questo studio attraverso una procedura razionale di calibrazione, la quale attribuisce a FC il ruolo di limitare a una percentuale accettabilmente bassa e predefinita il numero di valutazioni sismiche non conservative. La procedura è applicata a tre telai in c.a. realistici e di complessità crescente. I risultati di questo saggio sembrano indicare che il presente formato del FC nella norma è passibile di miglioramento.

2. IL FATTORE DI CONFIDENZA NELLA PARTE 3 DELL'EC 8

L'EC8- 3 fornisce i valori di FC in funzione della "quantità di conoscenza" disponibile al momento della valutazione, indicata con il termine *livello di conoscenza* (LC). Questi valori sono stati assegnati facendo affidamento sul buon senso e non sono mai stati calibrati formalmente come è stato fatto ad esempio per gli usuali fattori parziali. A tal proposito è utile richiamare a grandi linee nel seguito come negli anni '70, questi ultimi siano stati calibrati.

Il punto di partenza è il cosiddetto problema fondamentale dell'affidabilità strutturale, che nella sua forma più semplice vede a confronto due quantità scalari di sollecitazione S e resistenza R . Queste ultime sono variabili aleatorie la cui distribuzione tiene conto di tutte le incertezze nella valutazione dell'effetto delle azioni e della resistenza. Se S e R sono Gaussiane e indipendenti la probabilità di collasso diviene:

$$P_f = \Phi\left(\frac{-(\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_S^2 + \sigma_R^2}}\right) = \Phi(-\beta) \quad (1)$$

dove μ, σ, β e Φ sono, rispettivamente, la media, la dev. standard, l'indice di affidabilità e la distribuzione normale standard.

L'equazione (1) fornisce una relazione tra β (o P_f) e il *fattore di sicurezza centrale* γ_0 , definito come rapporto tra le medie μ_R/μ_S . Dividendo l'argomento di $\Phi(\cdot)$ per μ_S si ottiene:

$$\gamma_0 = \frac{1 + \beta\sqrt{\delta_R^2 + \delta_S^2} - \beta^2\delta_R^2\delta_S^2}{1 - \beta^2\delta_R^2} \quad (2)$$

dove $\delta = \sigma/\mu$ è il coefficiente di variazione.

Nel tradizionale formato di verifica ai fattori parziali, al fine di considerare non solo la media di S e R , ma anche le corrispondenti variabilità, si fa uso dei valori caratteristici, R_k e S_k , frattili rispettivamente inferiore (5%) e superiore (95%) delle variabili. Il loro rapporto, noto come *fattore di sicurezza caratteristico* γ_k , può essere legato univocamente a β :

$$\gamma_k = \frac{R_k}{S_k} = \frac{\mu_R(1 - k_R\delta_R)}{\mu_S(1 + k_S\delta_S)} = \gamma_0(\beta) \frac{1 - k_R\delta_R}{1 + k_S\delta_S} \quad (3)$$

Nella pratica il fattore γ_k è separato in due fattori, uno che riduce R_k , l'altro che amplifica S_k , dando luogo alla classica espressione di verifica:

$$S_d = \gamma_S S_k \leq R_d = R_k / \gamma_R \quad (4)$$

I valori dei fattori parziali γ_S e γ_R sono stati calibrati attraverso un elevato numero di analisi numeriche in cui si assegnava una sicurezza obiettivo β , e sono adesso "scolpiti" nei codici.

L'Eurocodice 8 Parte 3 adotta il formato nell'equazione (4), e prescrive in aggiunta, a guisa di fattore parziale dal lato della resistenza, il fattore di confidenza FC. Si potrebbe pertanto pensare, in linea di principio, di fare uso della (3) per calibrare FC, in analogia con quanto fatto per γ_S e γ_R . Vi sono tuttavia differenze essenziali tra il tradizionale caso del *progetto* (del nuovo) e quello in esame della *valutazione* (dell'esistente) che impediscono di seguire questa strada:

- Nel caso della valutazione la sicurezza (β) non è un obiettivo noto da ottenere attraverso un opportuno dimensionamento della struttura (R), ma è al contrario l'incognita principale, altamente variabile da caso a caso, la cui valutazione costituisce l'obiettivo della procedura.
- La seconda importante differenza riguarda il diverso comportamento delle strutture esistenti rispetto a quelle di moderna concezione sismica, per le quali una serie di regole di progetto e dettaglio assicurano con elevate margini di confidenza un comportamento prevedibile, dissipativo e stabile. Al contrario le strutture esistenti nella maggior parte dei casi si comportano in maniera completamente diversa, esibendo un degrado ciclico della rigidità e della resistenza fino al collasso. Di conseguenza, in linea di principio, il formato in (4) non sarebbe applicabile in quanto non è possibile separare S e R , poiché la risposta della struttura (S) dipende fortemente dalle sue proprietà che variano con continuità (R).

Le argomentazioni precedenti indicherebbero la necessità di utilizzare uno strumento di analisi sofisticato, in grado di cogliere i menzionati aspetti della risposta degradante di una struttura "difettosa" o "mal progettata". Nella valutazione di una struttura esistente, infatti, nessuna modalità di collasso può essere esclusa a priori: travi e pilastri possono esibire collassi fragili a taglio, i nodi possono fratturarsi, le barre di armatura possono sfilarsi o svergolare, etc. Nell'ipotesi poi che un tale strumento di analisi fosse disponibile e sufficientemente affidabile (e non è ancora così), dovrebbe essere utilizzato in un metodo esplicitamente probabilistico nel quale tutte le fonti di incertezza fossero prese in considerazione.

Non è necessario sottolineare come un metodo esplicitamente probabilistico accoppiato con l'analisi dinamica non lineare su di un modello che includa il degrado ciclico sia un'opzione ancora improponibile come strumento di riferimento nella valutazione della sicurezza sismica delle strutture esistenti.

È quindi necessario adottare un punto di vista pragmatico sulla questione e mantenere il formato dell'equazione (4), ben consci delle sue limitazioni per il caso in esame, per dirigere gli sforzi alla maniera migliore di incorporare nell'analisi le incertezze (epistemiche e inerenti) che caratterizzano il problema, quali ad esempio: la variabilità dei materiali (che potrebbe benissimo non essere quella principale); l'incertezza associata alla modellazione approssimata del comportamento (sia in termini di risposta che di capacità) di elementi "non sismici"; l'elevata incertezza epistemica sulla geometria, la

massa, i dettagli costruttivi (che in casi estremi ma non troppo riguarda la presenza/assenza di interi strati di armatura).

Tutte queste incertezze possono portare, e come vedremo portano, analisti differenti incaricati di valutare la stessa struttura a risultati anche molto diversi.

3. VARIABILITÀ DEI RISULTATI E RUOLO DI FC

La procedura di valutazione ha inizio con l'insieme delle informazioni disponibili sulla struttura. A partire dal momento in cui tali informazioni sono ottenute analisti diversi incaricati di valutare la stessa struttura devono affrontare una serie di scelte che li porteranno a risultati diversi.

La prima scelta che essi devono operare è quella riguardante la quantità e qualità di informazioni aggiuntive da acquisire a complemento di quelle disponibili sulla struttura.

Questa fase molto delicata è caratterizzata da un certo numero di gradi di libertà (o, volendo, di arbitrarietà). Innanzitutto gli analisti potranno scegliere di raggiungere livelli di conoscenza (LC) diversi, caratterizzati da richieste minime sulla quantità di saggi e prove diverse (Figura 1a). A parità di LC, lo stesso numero di prove potrà essere raggiunto con tipologie di prova e disposizioni diverse (Figura 1b). Ogni tipologia di prova è caratterizzata da un diverso errore standard di misura, e, nel caso di prove non-distruttive indirette, da una diversa dispersione nella correlazione. Infine una volta che i risultati delle prove saranno stati acquisiti dovranno essere integrati con i dati iniziali (Figure 1c): sorgeranno ulteriori differenze nel momento in cui i dati acquisiti dovessero contraddire quelli iniziali, nel qual caso un analista potrebbe giudicare la discrepanza accettabile, mentre un altro potrebbe decidere di lavorare solo con i dati sperimentali più recenti e estendendo la campagna di prove, aumentando di fatto il LC fino a un livello superiore.

C'è poi un'altra questione che riguarda i due livelli più elevati, LC2 e LC3, per i quali le due opzioni "informazioni iniziali più verifica" e "affidamento completo alle indagini in situ" sono presentate come alternative equivalenti, mentre è altamente probabile che non lo siano affatto. Chiaramente questa ulteriore scelta rappresenta un'altra fonte di incertezza.

Un ulteriore aspetto rilevante nella programmazione delle prove è sapere se la struttura può essere considerata spazialmente omogenea, e quindi i risultati possono essere considerati come un campione proveniente dalla stessa popolazione, oppure al contrario, come spesso avviene a causa

della storia della costruzione, essa è costituita da più porzioni tra loro disomogenee. In quest'ultimo caso, sembrerebbe opportuno interpretare i requisiti minimi sulla quantità di prove da svolgere come validi su ogni singola porzione omogenea. Questa situazione dovrebbe parimenti influenzare anche la modellazione: l'EC8-3 indica infatti che le proprietà dei materiali da adottare nell'analisi sono quelle medie ("di miglior stima"). Se la struttura non è omogenea si dovrebbero utilizzare almeno le medie in ogni porzione omogenea.

Le argomentazioni precedenti mostrano come già alla fine del primo passo della valutazione (l'integrazione delle informazioni iniziali mediante una campagna di prove e saggi) analisti diversi avranno una visione differente della stessa struttura.

I dettagli costruttivi (quali ad esempio lunghezze di ancoraggio insufficienti, staffe non chiuse e di diametro ridotto o passo eccessivo, l'assenza di armatura nei nodi, etc) rappresentano il successivo momento di differenziazione tra i risultati di diversi analisti. Quando un difetto viene rilevato in un saggio come deve essere considerato (Figure 1d)? Sistemático? Sull'intera struttura o solo su una certa porzione? Oppure localizzato? Una risposta richiederebbe un'estensione delle prove quasi sempre incompatibile con l'uso continuativo dell'edificio e un costo associato troppo elevato. Ogni analista farà uso del buon senso e dell'esperienza.

La scelta successiva riguarda il metodo di analisi (Figura 1e), e quindi quella strettamente legata della modellazione (Figura 1f). Chiaramente nel caso di analisi lineare il degrado ciclico dovuto a dettagli non sismici non potrà essere incluso nella modellazione, ma neanche nel caso di analisi statica non lineare un tale comportamento sarà facilmente modellabile. L'esclusione del degrado ciclico dovuto ai difetti porterà facilmente a una risposta (S) alquanto diversa da quella reale, che verrà confrontata con una resistenza (R) affetta da notevole incertezza (l'incertezza di modello sulle formule di capacità di elementi non progettati sismicamente). D'altro canto l'analisi dinamica non lineare di un modello che includesse il comportamento di elementi "difettivi" vedrebbe l'incertezza sulle formule di capacità scambiata con quella sui modelli di comportamento isteretico degradante.

È intuibile come tutte le incertezze e le diverse scelte descritte portino inevitabilmente a una certa dispersione nei risultati di valutazioni diverse della stessa struttura.

A questo punto dovrebbe essere chiaro come la natura del

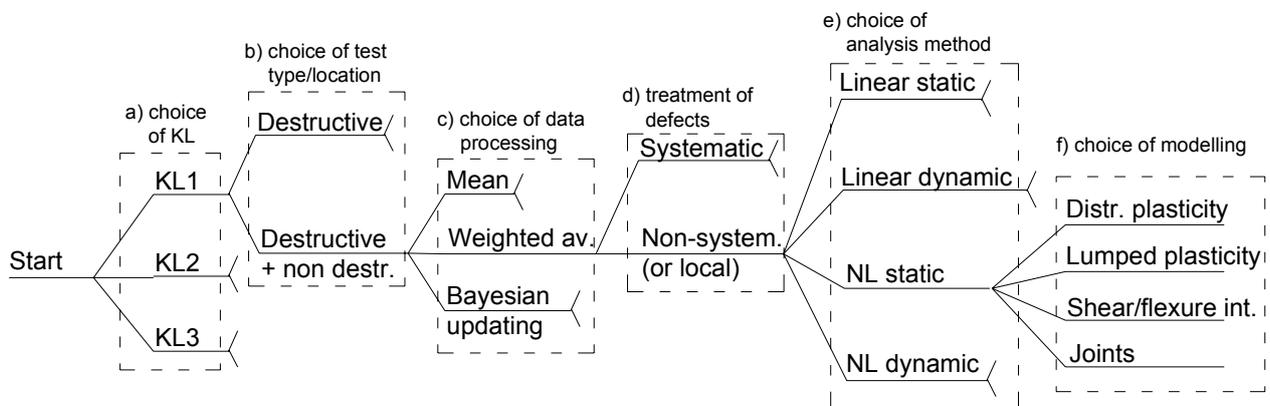


Figura 1 - Gradi di libertà lasciati all'analista

FC sia fondamentalmente diversa da quella degli usuali fattori γ .

Si propone pertanto la seguente interpretazione del fattore di confidenza: FC è un fattore il cui scopo è quello di assicurare che, dato un grande numero di valutazioni svolte in ossequio della norma, solo una frazione predefinita e accettabilmente piccola di esse porti a un risultato non conservativo, cioè a una sovrastima della resistenza della struttura.

L'idea che un singolo fattore il cui valore sia dato in funzione del solo LC, invece che in funzione di tutti gli aspetti evidenziati, possa raggiungere un tale obiettivo potrebbe effettivamente apparire non realistica. Il lavoro presentato rappresenta un tentativo di capire fino a che punto l'idea mantenga un'utilità pratica. Inoltre, esso fornisce anche una limitata esplorazione sui valori che FC dovrebbe assumere per raggiungere l'obiettivo dichiarato.

4. PROPOSTA DI PROCEDURA PER LA VALUTAZIONE DEI VALORI DI FC

La procedura proposta consiste nella simulazione dell'intera procedura di valutazione sismica dell'EC8-3, al fine di quantificare la variabilità dei risultati delle valutazioni indotta dalle cause identificate in precedenza.

Il punto di partenza è un'immaginaria struttura esistente, nota in tutte le sue proprietà (difetti e fluttuazioni spaziali delle resistenze, etc.) senza alcuna incertezza. Questa struttura è chiamata *struttura di riferimento*. Il corrispondente perfetto stato di conoscenza è chiaramente ideale e non potrà mai essere raggiunto. In particolare esso è superiore a quello che la norma definisce come massimo livello di conoscenza (LC3) e chiama conoscenza completa.

In ogni simulazione le *scelte* (sul LC, la tipologia, quantità e disposizione delle prove, il metodo di analisi, la modellazione, etc) sono fatte in maniera aleatoria per riflettere l'arbitrarietà delle scelte dei diversi analisti. A tal fine è necessario schematizzare le scelte descritte, discretizzando le scelte possibili e riempiendo qualche vuoto nella procedura con il buon senso e attraverso l'esperienza acquisita in numerosi casi reali.

Ogni analista "virtuale" seguirà il flusso della procedura fino a giungere al proprio giudizio sulla sicurezza sismica della struttura. Questa prima fase verrà svolta utilizzando un valore unitario di FC. Ripetendo l'intero processo per un numero sufficientemente ampio N_{VA} di analisti virtuali si otterrà un campione statistico della sicurezza (valutata ad esempio in termini globali attraverso il rapporto critico domanda/capacità Y , come in Jalayer *et al* 2007) dal quale se ne potrà stimare la distribuzione.

Questa distribuzione viene confrontata con lo stato *vero* della struttura, e cioè lo stato della struttura di riferimento (perfettamente nota) valutato mediante il metodo "più accurato" (che ai fini di questo studio si conviene sia rappresentato dall'analisi dinamica non lineare su un modello isteretico con danneggiamento). Ci si può attendere che una porzione dei risultati sarà conservativa, fornendo cioè un giudizio più severo della struttura rispetto alla realtà, e la rimanente sarà non conservativa. L'obiettivo di ridurre la porzione non conservativa a una frazione accettabilmente piccola è raggiunto ripetendo le valutazioni mantenendo invariate tutte le precedenti scelte, ma utilizzando valori crescenti di $FC > 1$ (riducendo così la capacità C nel campione

e aumentando quindi Y). Per un certo valore di FC il campione avrà la predefinita frazione di risultati non conservativi.

La procedura si articola in 5 passi:

- Passo 1: Generazione della struttura di riferimento (realisticamente imperfetta o difettosa e perfettamente nota). Ciò è fatto campionando da una distribuzione di probabilità dei possibili difetti e delle proprietà dei materiali.
- Passo 2: Generazione di un campione di N_{VA} strutture note con incertezza a partire dalla struttura di riferimento. In questo passo è necessario simulare il processo di ispezione e realizzazione delle prove sui materiali. Il risultato sono N_{VA} stati differenti di imperfetta conoscenza, il punto di partenza per le analisi degli analisti virtuali. Il passo richiede una ragionevole randomizzazione delle possibili posizioni e tipologia di prova.
- Passo 3: Valutazione della struttura di riferimento al fine di determinare lo *stato vero*. L'intensità sismica che induce il raggiungimento dello stato limite (in corrispondenza del quale $Y=1$) è registrata.
- Passo 4: Valutazione delle N_{VA} strutture note con incertezza ottenute nel passo 2 per la stessa intensità determinata nel passo 3, facendo uso di $FC=1$, al fine di ottenere un campione di N_{VA} valori di Y . Questo passo richiede la randomizzazione di scelte quali la considerazione da dare ai difetti strutturali nella modellazione, la selezione del metodo di analisi (lineare/non lineare, statico/dinamico).
- Passo 5: determinazione della distribuzione di probabilità del campione di valori di Y determinati al passo 4 e rideterminazione della stessa per valori $FC > 1$. La prima distribuzione esibirà una certa variabilità intorno al valore $Y=1$, come mostrato in Figura 2. Il valore di FC può essere determinato a questo punto imponendo che un predefinito frattile inferiore di Y (ad esempio il 10%) sia uguale a 1 (curva nera).

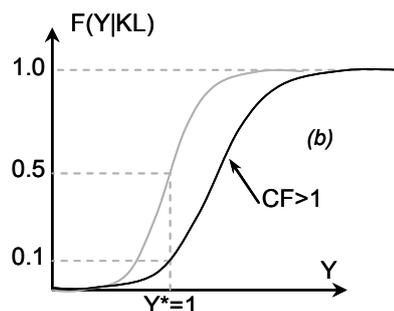


Figura 2 - Distribuzione dei risultati delle valutazioni eseguite da N_{VA} analisti virtuali: a) con $FC = 1$, b) con $FC > 1$

5. APPLICAZIONI

5.1 Geometria e modellazione delle strutture

La procedura descritta è stata applicata a tre telai in c.a. selezionati in ordine di complessità crescente (in termini di numero di piani e campate), al fine di appurare se i valori di FC, che in accordo alla proposta avanzata sono funzione della variabilità dei risultati della valutazione di sicurezza, siano

sufficientemente stabili con l'aumentare delle dimensioni della struttura. Nel seguito si riportano in maggiore dettaglio solo i risultati relativi alla Struttura C, un telaio non simmetrico di 6 piani e 3 campate. I valori determinati per FC per tutte le strutture sono illustrati alla fine nella Figura 5.

Le tre strutture sono considerate spazialmente omogenee ai fini della programmazione ed esecuzione delle prove e dei saggi.

La valutazione di sicurezza è svolta sia con l'analisi non lineare statica che con quella dinamica. I valori di FC sono stati valutati considerando i risultati "statici" e "dinamici" insieme che separatamente, al fine di investigarne un'eventuale dipendenza dal metodo di analisi. Per l'analisi dinamica l'azione sismica è rappresentata da 7 registrazioni naturali selezionate per essere in media compatibili con lo spettro da suolo A dell'EC8, per una PGA di 0.35g (Iervolino *et al*, 2008). Per l'analisi statica non lineare è stato utilizzato lo spettro medio delle 7 registrazioni come spettro di domanda.

La modellazione include l'interazione flessione e taglio non-lineare nonché della risposta isteretica dei nodi, con il conseguente degrado ciclico. I modelli sono istituiti nel codice di calcolo OpenSEES, utilizzando elementi in flessibilità, con discretizzazione a fibre delle sezioni (risposta a presso flessione) e il cosiddetto "section aggregator" per accoppiare queste ultime con legami 1D isteretici della risposta a taglio. I nodi sono stati modellati con un modello 2° forbice". Lo smorzamento è del tipo proporzionale alla rigidità tangente, calibrato per fornire un fattore del 5% sul primo modo elastico.

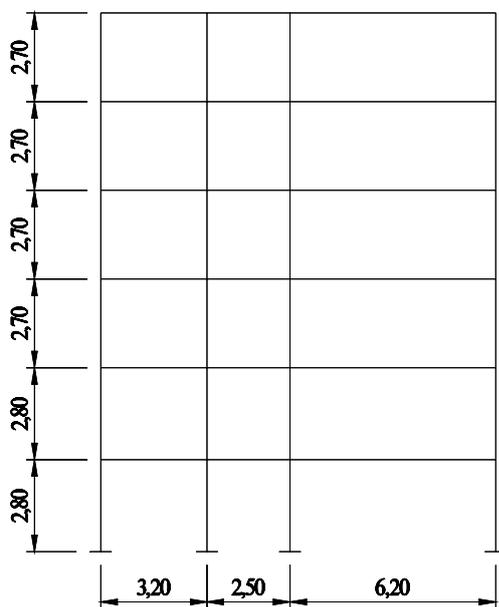


Figure 3 - Struttura C

Essendo l'effetto dei modi di collasso fragili (taglio, nodi) incluso nella modellazione, la sicurezza è valutata in termini di quantità di deformazioni e in particolare $Y = \theta_{\max} / \theta_C$, con θ_{\max} il massimo *drift* interpiano, e θ_C la corrispondente

capacità. Informazioni dettagliate sui casi analizzati si possono trovare in (Rajeev, 2008).

5.2 Modellazione delle incertezze

Per ogni caso considerato (telai A, B e C), al fine di generare la *struttura di riferimento*, le proprietà dei materiali (resistenze f_c e f_y , rapporto di incrudimento b) sono modellate come variabili aleatorie Lognormali, i difetti strutturali (passo delle staffe in pilastri e travi, s_c e s_b , oltre alla percentuale geometrica di armatura long. Nei pilastri ρ) sono modellati come variabili Uniformi, con parametri che variano da caso a caso (la Tabella 1 riporta quelli del caso C). Queste variabili sono assegnate al Gruppo 1 e sono campionate una sola volta durante il Passo 1.

La resistenza f_c è campionata in ogni punto di integrazione degli elementi, introducendo una correlazione spaziale, distinta in direzione verticale (inferiore) e orizzontale (maggiore), per modellare la sequenza di getto per piani. La correlazione è modellata con una funzione esponenziale della distanza con parametri calibrati (arbitrariamente) per fornire $\rho = 0.7$ alla distanza di 5.0 m in orizzontale e $\rho = 0.4$ alla distanza di 3.0 m in verticale. Per la simulazione dei valori del risultante campo stocastico si è utilizzato il modello di Nataf (Liu and Der Kiureghian, 1986). I valori di f_y e b sono campionati una sola volta per ogni piano del telaio (barre della stessa produzione).

Al fine di generare le strutture note con incertezza del Passo 2, è stata randomizzata l'operazione di raccolta dei dati attraverso ispezioni e prove sui materiali. In particolare il numero di posizioni in cui effettuare test e saggi è determinato sulla base dei livelli minimi forniti dal codice in funzione del LC obiettivo, e denominati *limited*, *extended* e *comprehensive*, rispettivamente per LC1, 2 e 3 (questi livelli sono quelli più onerosi e sono richiesti dal codice se i dati di partenza sono, per ogni livello, relativamente scarsi. Questa è l'ipotesi fatta nell'ambito di questo lavoro). I quantitativi minimi e quelli effettivamente effettuati (sempre leggermente maggiori di quelli minimi) sono riportati in (Rajeev, 2008).

Tabella - Variabili aleatorie del Gruppo 1

Random variable	Distr.	Mean (or Min)	CoV (or Max)
Col. stirrup sp. s_c	U	200 mm	330 mm
Beam stirrup sp. s_b	U	150 mm	250 mm
Long.Reinf.ratio ρ	U	0.008	0.014
Concr. strength f_c	LN	20 MPa	0.10
Yield stress f_y	LN	275 MPa	0.05
Hardening $b=E_h/E_s$	LN	0.04	0.25

Tabella - Variabili aleatorie del Gruppo 2: per h_b e h_c I valori riportati sono le variazioni rispetto alle medie (desunte dai disegni)

Random variable	Distr.	Mean(or Min)	CoV(or Max)
Left span load G_k	U	6.5 kN/m	8.5 kN/m
Middle span load G_k	U	6.5 kN/m	8.5 kN/m
Right span load G_k	U	27.5 kN/m	29.5 kN/m
Beam cross-section height h_b	Discr.U	KL1 (-50;0;+50) mm	KL2 (-25;0;+25) mm
Column cross-section height h_c	Discr.U	KL1 (-50;0;+50) mm	KL2 (-25;0;+25) mm

Le posizioni dei prelievi (ad es: di carote e barre) e dei saggi (ad es: rimozioni di intonaco per controllo disposizione

armature) sono determinate attraverso un campionamento di variabili uniformi a valori interi, una per decidere l'elemento e l'altra per decidere la posizione (punto di integrazione) all'interno dell'elemento. Nella posizione determinata il valore della quantità viene semplicemente letto da quello della struttura di riferimento (cioè l'errore di misura non è ancora modellato in queste applicazioni). Poiché la struttura di riferimento è considerata omogenea per definizione, tutti i valori ottenuti sono poi mediati per determinare i valori che entrano poi nell'analisi.

Un ultimo importante aspetto di incertezza nella valutazione è modellato come segue. Data l'assunta scarsità di informazioni iniziali, e in particolare la mancanza di disegni costruttivi completi, viene introdotta una incertezza geometrica "residua", che rappresenta ad esempio l'incertezza sulla presenza o l'assenza di un elemento (tipicamente di travi a spessore in un solaio) o sulle reali dimensioni delle sezioni trasversali (variazioni significative nello spessore degli intonaci o la presenza di cavità per il passaggio di tubazioni sono comuni e non possono essere appurate per tutti gli elementi di una struttura), o anche semplicemente il reale peso a metro quadrato dei solai.

Per modellare questa incertezza geometrica residua sono state introdotte due tipi di variabili aggiuntive: il peso unitario dei solai (una variabile per tipologia di piano, ad esempio piano tipo e copertura) e l'altezza della sezione degli elementi (in realtà la variazione rispetto alla dimensione nella struttura di riferimento, una variabile per tipologia di elemento: travi e pilastri). Queste variabili sono raggruppate nel Gruppo 2 e sono campionate per ogni analista (N_{VA} valori) durante il passo 2. La tabella 2 mostra i corrispondenti parametri per il caso C.

Per illustrare i passi 1 e 2 la Figura 4 mostra con riferimento al caso C gli istogrammi delle frequenze relative di alcune quantità. La colonna più a sinistra riporta, per la struttura di riferimento, gli istogrammi della resistenza f_c e della percentuale geometrica ρ , scelte come rappresentative delle proprietà dei materiali e dei difetti costruttivi. I grafici riportano anche le densità da cui i valori sono stati campionati (Tabella 1). La dimensione del campione è 162 per f_c (un valore per punto di integrazione, 24 pilastri con 3 punti ciascuno, 18 travi con 5 punti ciascuna) e 24 per ρ (un valore per pilastro).

Le tre colonne successive riportano, per i tre LC da 1 a 3, gli istogrammi dei valori medi \bar{f}_c e $\bar{\rho}$ calcolati dagli analisti con i dati delle prove a loro disposizione (dimensione del campione $N_{VA} = 200$ per entrambi i casi). I valori medi \bar{f}_c e $\bar{\rho}$ sono ottenuti da un campione di f_c e ρ di dimensione crescente con LC: ad esempio 6, 12 o 18 valori di f_c per LC1, 2 e 3. Naturalmente una dimensione maggiore del campione porta a stime sempre più vicine alla vera media. Quest'ultima naturalmente è la media del campione estratto per creare la struttura di riferimento e non la media della densità da cui si è estratto il campione (media della popolazione). Sulla base degli istogrammi mostrati si può già anticipare come seguendo la regola di usare i valori medi nel modello, la struttura analizzata da ogni analista non si avvicinerà a quella reale all'aumentare del LC ma, al contrario, si avvicinerà a un'ideale e inesistente struttura "media". Le rilevanti conseguenze di questo fatto sono discusse più avanti.

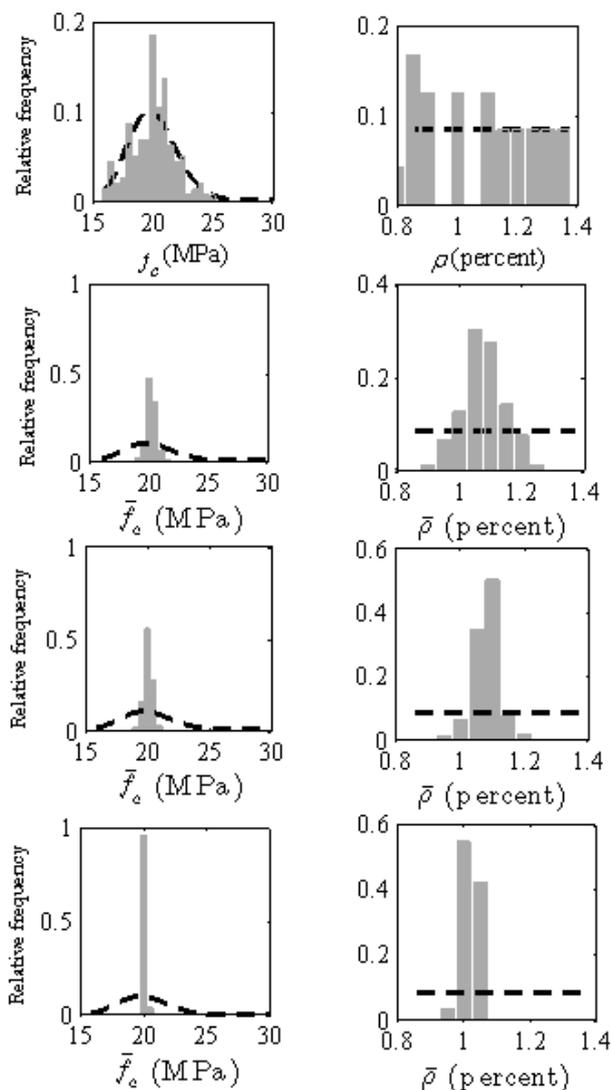


Figura 4 - Istogrammi delle frequenze relative

5.3 Risultati

Il Passo 3 consiste nella valutazione della struttura di riferimento con il "miglior metodo" disponibile, che in questo studio è stato ritenuto essere l'analisi dinamica incrementale o IDA (Vamvatsikos and Cornell, 2002): la struttura di riferimento è stata analizzata per 7 registrazioni naturali compatibili in media con lo spettro EC8. Coerentemente con l'indicazione normativa di prendere come quantità di risposta la media se si fa uso di 7 o più registrazioni l'intensità che produce lo stato limite considerato è stata presa pari a quella (PGA 0.216g) dove la curva IDA media incrocia la retta verticale $Y=1$. Questa intensità è poi usata nel Passo 4. La capacità per lo SL considerato è stata presa deterministicamente uguale a $\theta_c=2.5\%$.

Nel Passo 4 vengono valutate da parte degli $N_{VA} = 200$ analisti virtuali le corrispondenti strutture note "con imprecisione". Ogni analista può scegliere se utilizzare l'analisi non lineare statica o dinamica. Una modellazione che

volesse essere almeno teoricamente realistica dell'incertezza associata a questa scelta dovrebbe campionare una variabile Bernoulli con probabilità $p > 0.5$ che l'analisi sia statica e $1-p$ che sia dinamica. In questo studio si sono in realtà svolte prima 200 analisi statiche e poi 200 analisi dinamiche, considerando i risultati separatamente e poi unendoli (400 valori) assumendo implicitamente $p = 0.5$. Questo è stato fatto allo fine di investigare un'eventuale dipendenza dei valori di FC dal metodo di analisi.

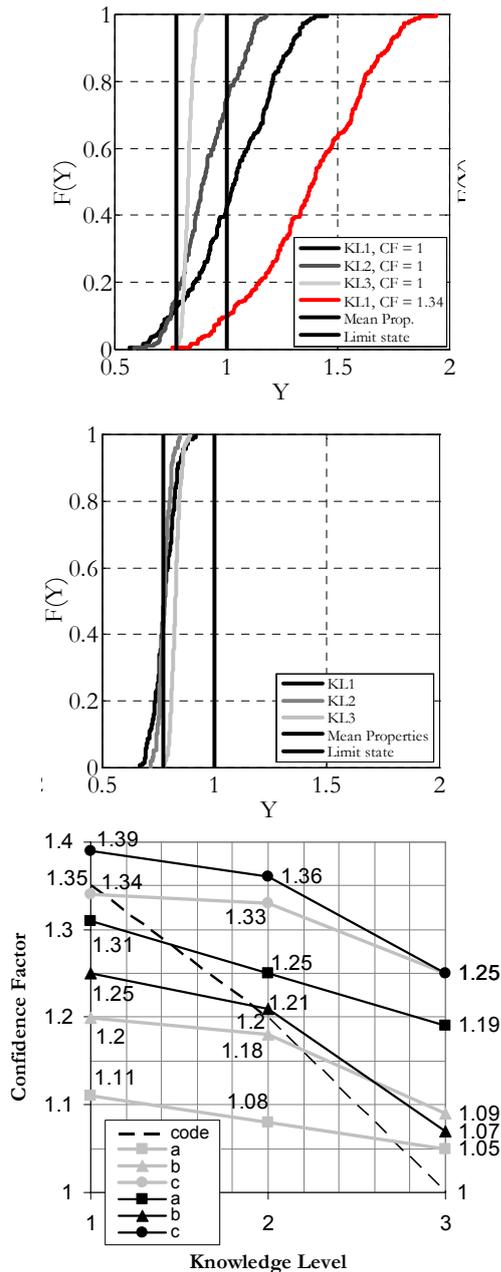


Figure 5 a) - Distribuzione dei risultati delle valutazioni condizionate a LC (Struttura C); b) Distribuzione ottenuta trascurando l'incertezza geometrica residua; c) Valori di FC per tutte e tre le strutture (in grigio i risultati "statici", in nero quelli "dinamici")

Per la struttura C in realtà i risultati ottenuti dai due metodi risultano essere molto vicini. Le distribuzioni di probabilità condizionate al LC ottenute per i risultati "statici" sono mostrati in Figure 5a, dove il valore $Y=1$, indicato con una line tratteggiata verticale, rappresenta lo stato della struttura di riferimento per la $PGA = 0.216g$ impiegata nelle analisi. La seconda linea verticale (a tratto pieno) in corrispondenza del valore $Y = 0.79$, rappresenta lo stato della struttura "media", cioè una struttura con la stessa geometria di quella di riferimento ma valori delle proprietà delle variabili ($f_c, f_y, b, s_c, s_b, \rho$) assegnati pari a quelli medi sulla struttura di riferimento. Appare evidente come al crescere di LC le distribuzioni divengono più ripide (minore dispersione nei risultati) e si avvicinano allo stato della struttura media invece che a quello della struttura di riferimento. In tutti i casi un porzione molto elevata degli analisti sovrastima la reale sicurezza della struttura (trovando cioè $Y < 1$): circa il 40% per LC1, il 70% per LC2 e addirittura il 100% per LC3.

A questo punto le analisi sono ripetute con valori di $FC > 1$ al fine di ridurre queste elevate percentuali allo stesso valore basso e considerato accettabile. I risultati riportati si riferiscono a un valore del 10%. Uno studio di sensibilità rispetto a tale importante parametro è riportato in (Rajeev, 2008). La Figura 5a, per chiarezza solo per il LC1, la nuova distribuzione cui corrisponde un $FC = 1.34$.

La rilevanza dell'incertezza geometrica residua può essere apprezzata confrontando le curve in Figura 5a con quelle in Figura 5b, ottenute trascurando questo contributo, ovvero considerando come sola differenza tra le strutture analizzate tra i diversi analisti quella legata alle proprietà dei materiali.

I valori di FC ottenuti mediante la procedura proposta per tutte e tre le strutture sono infine riportati in Figura 5c, dove i valori ottenuti mediante analisi statica (grigio) e dinamica (nero) sono riportati separatamente, insieme a quelli forniti dal codice. Si può facilmente osservare che la dipendenza di FC da LC è assai meno marcata di quanto non assunto dal codice e che FC dipende sia dalla dimensione della struttura che dal metodo di analisi.

6. CONCLUSIONI

I valori di FC nell'EC8-3 sono forniti solo in funzione del livello di conoscenza raggiunto sulla base delle informazioni inizialmente disponibili e di quelle aggiuntive ottenute mediante saggi e ispezioni. A valle di un discussione preliminare sulle limitazioni concettuali dell'approccio, si è voluto verniciare se l'uso di FC non possa comunque portare a risultati utili nella pratica e, contestualmente, se i valori di FC forniti dal codice siano ragionevoli.

Si sono presi in considerazione dei telai in c.a. considerati realistici in termini di variabilità spaziale delle proprietà dei materiali e dei difetti tipici delle vecchie costruzioni in c.a. Questi sono stati poi analizzati mediante analisi dinamica non lineare su di un modello isteretico degradante (con danno) e il risultato è stato arbitrariamente assunto come la verità sulla struttura. Quindi ogni telaio è stato dato da analizzare a un elevato numero di analisti virtuali in accordo alle prescrizioni normative.

Come è stato discusso precedentemente a ogni passo della procedura di valutazione gli analisti devono affrontare scelte multiple che non possono che portarli a fornire giudizi diversi sulla stessa struttura. Queste scelte sono:

- Il quantitativo e la tipologia, nonché la posizione dei saggi e delle ispezioni da condurre sulla struttura.
- La considerazione da dare ai difetti costruttivi.
- Il metodo di analisi e le scelte di modellazione.

Tutti questi aspetti contribuiscono a una dispersione abbastanza elevata dei risultati (Figura 1). La quantificazione di tale dispersione nei casi esaminati costituisce già di per sé un importante risultato intermedio. Sulla base di tale distribuzione, in questo lavoro, partendo dalla proposta di fare uso di FC per assicurare che il numero di valutazione non conservativa sia accettabilmente ridotto, si tenta di calibrare i valori di FC per valutarne la stabilità con una serie di fattori. La procedura, applicata per ora solo a tre telai in c.a. di complessità crescente, analizzati con analisi non lineari sia statiche che dinamiche, e per tutti gli LC, ha portato a risultati i cui aspetti più rilevanti sono:

- L'EC8-3 prescrive i valori di FC solo in funzione di LC, implicando di fatto che questo sia il fattore dominante. I risultati non sembrano confermare questa assunzione con chiarezza. La dipendenza FC-LC appare più debole di quella fornita dal codice, come mostrato in Figura 5c.
- L'EC8-3 non differenzia i valori di FC in funzione del metodo di analisi, assumendo implicitamente che l'incertezza epistemica abbia lo stesso effetto su tutti i metodi di analisi. Nuovamente i risultati non sembrano confermare chiaramente questo assunto, come appare dalla Figura 5c. Se considerati separatamente (cioè nell'ipotesi che tutti gli analisti scelgano lo stesso metodo di analisi) i due metodi forniscono risultati diversi con l'analisi statica caratterizzata da una dispersione nei risultati ridotta rispetto alla dinamica. La conseguenza in accordo alla procedura proposta è che all'analisi statica dovrebbero essere associate valori ridotti di FC.
- L'EC8-3 non differenzia i valori di FC in funzione della tipologia, le dimensioni o altre caratteristiche della struttura. Lo studio presentato non può fornire a questo riguardo prove definitive a causa del ridotto numero di strutture considerate. Ciò nonostante la Figura 5b mostra una certa dipendenza di FC dalla struttura, almeno dello stesso ordine di grandezza di quella specificata nel codice nel passare da LC1 a LC2.
- L'EC8-3 indica che la geometria della struttura debba essere completamente conosciuta prima di poter istituire un modello di calcolo della risposta. L'esperienza di applicazione della norma a casi reali ha mostrato come non sia praticamente possibile ottenere misurazioni precise su tutta la struttura e che permanga sempre, anche quando siano "perfettamente" note le linee d'asse degli elementi, una incertezza residua ad esempio sulle dimensioni delle sezioni. Questa incertezza aggiuntiva è stata modellata nelle applicazioni e i risultati mostrano che essa è, nei casi analizzati, importante almeno quanto quella sulle proprietà dei materiali e i difetti costruttivi.
- L'importanza dell'incertezza geometrica indica la necessità di un studio di sensibilità rispetto ai parametri adottati nella sua modellazione. Questa incertezza è stata modellata come una variazione aleatoria rispetto alle dimensioni dell'altezza della sezione di $\pm 5\text{cm}$ per LC1, $\pm 2.5\text{cm}$ per LC2 (nessuna incertezza per LC3). Questa scelta è chiaramente arbitraria, sia nei valori che nella dipendenza dal LC. Si potrebbe obiettare che in certi casi una valutazione imprecisa nelle dimensioni della sezione

di $\pm 5\text{cm}$ è ancora compatibile con uno stato di conoscenza "completa" come LC3. Le analisi sono state svolte anche sotto questa ipotesi (nessuna graduazione delle variabili geometriche con LC) e sono riportati in (Rajeev, 2008). Il trattamento indifferenziato di tali incertezze riduce ulteriormente la differenza tra i tre LC. Sorprendentemente questo tipo di incertezza non è nemmeno menzionato nel codice.

- Infine, lo studio ha evidenziato un aspetto molto importante della procedura di valutazione codificata, non immediatamente apprezzabile. La prescrizione di usare i valori medi delle proprietà nei modelli implica, come mostrato, che al crescere di LC i risultati non convergeranno verso lo stato vero della struttura ma verso lo stato della struttura media. Questo fatto risulta essere particolarmente rilevante in quanto la struttura media è inevitabilmente più sicura di quella di riferimento poiché tutte le sue parti hanno proprietà medie, così che quelle forti, che non erano comunque critiche, sono indebolite (abbassandole verso la media) ma quelle più deboli, che determinavano la crisi della struttura, vengono rafforzate (innalzandole verso la media). Quindi, in media, al crescere di LC i risultati diverranno sempre più non conservativi.

Si conclude che, nei limiti delle analisi svolte, lo stato di sviluppo attuale dell'EC8-3 è passibile di miglioramento in quanto:

- I valori di FC non sono differenziati rispetto al metodo di analisi e alla modellazione;
- I valori di FC non sono differenziati rispetto alla tipologia strutturale (dimensioni, regolarità, materiale, sistema resistente, etc);
- Il cosiddetto livello di conoscenza "completa" (LC3) non corrisponde affatto a uno stato di conoscenza "perfetta", e quindi dovrebbe essere penalizzato con un $FC > 1$;
- Esiste un'importante ipotesi nascosta nella prescrizione di adottare i valori medi delle proprietà nel modello, che porta in generale a risultati non conservativi.

Un ultimo aspetto, di natura più generale, evidenziato dallo studio presentato è la dispersione abbastanza ampia dei risultati implicitamente ammessa dal codice.

Indipendentemente dal formato del fattore di confidenza sembrerebbe opportuno che il codice fornisca indicazioni più precise su alcune scelte importanti, attualmente demandate interamente all'analista, con l'obiettivo di raggiungere valutazioni più uniformi e affidabili.

BIBLIOGRAFIA

- European Committee for Standardization (2005) "European Standard EN 1998-3: 2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings", Brussels, Belgium.
- Federal Emergency Management Agency. (1997) "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings," FEMA 273, Washington, D.C.
- Federal Emergency Management Agency. (2000) "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings," FEMA Report 356, Washington, D.C.
- Iervolino I., Maddaloni G. and Cosenza E., (2008) Eurocode 8 Compliant Real Record Sets for Seismic Analysis of

Structures, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 12, No. 1, pp.54-90.

Jalayer, F., Franchin, P. and Pinto, P.E. (2007) "A scalar damage measure for seismic reliability analysis of RC frames," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 36, No. 13, John Wiley & Sons, NY, USA.

Jalayer F., Iervolino, I. and Manfredi, G. (2008) "Structural modeling uncertainties and their influence on seismic assessment of existing RC structures," Structural Safety, submitted.

Rajeev P. (2008) "Role of Confidence Factor in Seismic Assessment of Structures" Doctoral Thesis, ROSE School, Pavia, Italy.

PILASTRI IN C.A. DANNEGGIATI DA INCENDIO RIPARATI CON CALCESTRUZZI FIBRORINFORZATI AD ELEVATE PRESTAZIONI

Angelo Leonardi, Alberto Meda, Zila Rinaldi

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Roma "Tor Vergata"

SOMMARIO

Una nuova tecnica per la riparazione di strutture in c.a. danneggiate da incendio è qui presentata. L'intervento è realizzato mediante l'applicazione di camicie di piccolo spessore in calcestruzzo fibrorinforzato ad elevate prestazioni. L'efficacia della tecnica proposta è verificata facendo riferimento ad elementi trave e pilastro. Confermata la fattibilità tecnologica del sistema di rinforzo, le prestazioni degli elementi riparati sono stati numericamente valutate e confrontate con quelle degli elementi non riparati. Infine sono state determinate le prestazioni degli elementi riparati nei confronti di un nuovo incendio, al fine di garantire alla struttura una idonea resistenza al fuoco. I risultati ottenuti mostrano l'efficacia della soluzione proposta.

SUMMARY

A new repair technique for fire damaged RC structures, based on the application of a jacket in high performance fiber reinforced concrete, is presented herein. The effectiveness of the proposed technique is here analysed by considering beam and column elements. Once checked the feasibility and reliability of the system, the performance of the new composed structure is evaluated and compared with the one of the bare element. Finally, the repaired elements are subjected again to fire in order to verify the fire resistance of the repaired structure. The obtained response clearly shows the effectiveness of the proposed technique.

1. INTRODUZIONE

La riparazione ed il rinforzo delle strutture esistenti in calcestruzzo armato costituiscono un tema di grande interesse, non solo in relazione a problemi di durabilità, ma anche a seguito di danni dovuti ad azioni eccezionali quali il sisma o l'incendio.

In particolare, per strutture danneggiate da incendio la prima questione che deve essere posta è se l'intervento di riparazione possa essere economicamente conveniente rispetto a una totale o parziale demolizione e ricostruzione ex-novo. Recentemente è stato mostrato da diversi autori che la riparazione della struttura, dopo una accurata campagna di indagini, può essere una soluzione vantaggiosa [1-2].

Riguardo alla riparazione delle strutture danneggiate da incendio, diverse soluzioni possono essere adottate: la parziale ricostruzione della struttura o dell'elemento, l'utilizzo di incamiciature in c.a. o l'applicazione di fibre (FRP) incollate esternamente.

La scelta della tecnica da adottare dipende dall'entità del danno subito e dall'utilizzo della struttura dopo l'intervento; in tale fase non va comunque dimenticato che la struttura riparata non solo deve avere una capacità portante adeguata ma anche una resistenza al fuoco tale da garantire la sicurezza nel caso di un successivo incendio.

Una nuova tecnica è stata recentemente sviluppata per il rinforzo delle strutture in c.a., basata sull'applicazione di camicie di piccolo spessore realizzate con calcestruzzi ad alte prestazioni fibrorinforzati [3-4] chiamati HPFRCC (high

performance fiber reinforced cementitious composite). L'utilizzo di questi materiali, caratterizzati da un comportamento a trazione di tipo incoerente (che potrebbe permettere di eliminare il rinforzo tradizionale) e da una elevata resistenza a compressione permette di limitare lo spessore dell'incamiciatura

La possibilità di utilizzare camicie in HPFRCC per la riparazione di travi e pilastri danneggiati da incendio è qui analizzata con analisi numeriche eseguite con il modello proposto da [5]. L'efficacia di tale tecnica è infine verificata, valutando la resistenza al fuoco degli elementi riparati.

2. LA TECNICA DI RIPARAZIONE BASATA SULL'INCAMICIATURA CON HPFRCC

La possibilità di rinforzare o riparare travi in c.a. con incamiciature in HPFRCC di piccolo spessore è stata analizzata in precedenti lavori realizzando, tra l'altro, prove sperimentali su elementi di dimensioni reali. I risultati ottenuti sono presentati in questo paragrafo ma più dettagliate informazioni possono essere trovate in [6-7].

Tre travi di lunghezza 4.55 m e sezione rettangolare di base 300 mm ed altezza 500 mm (Fig. 1) sono state provate fino a rottura. Il rinforzo longitudinale è costituito 2 barre Ø16 mm inferiori e 2 barre Ø12 mm superiori. Staffe Ø8 mm / 150 mm a due braccia sono state posizionate agli estremi della trave per impedire collasso a taglio. Le travi sono state realizzate con un calcestruzzo C20/25. Una così bassa resistenza, abbinata ad una bassa percentuale di armatura

longitudinale (0.3%), è stata scelta per enfatizzare l'effetto del rinforzo strutturale.

Una trave è stata utilizzata come riferimento mentre una camicia di 40 mm di spessore è stata applicata sulla seconda trave, come mostrato in Figura 2. La terza trave è stata inizialmente danneggiata, caricandola fino allo snervamento dell'armatura e poi, dopo averla scaricata, riparata applicando lo stesso sistema utilizzato per la seconda trave. In questo modo è stato possibile verificare l'efficacia della tecnica proposta su una trave integra (rinforzo) e su una trave danneggiata (riparazione).

L'HPFRCC utilizzato nella ricerca è un calcestruzzo con dimensione massima dell'aggregato di 2 mm rinforzata con fibre in acciaio (2.5% in volume). Le fibre utilizzate sono rettilinee con una lunghezza di 15 mm ed un diametro di 0.18 mm.

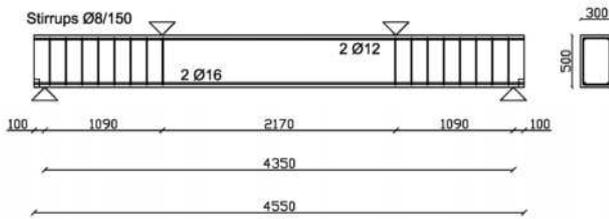


Figura 1 - Geometria della trave

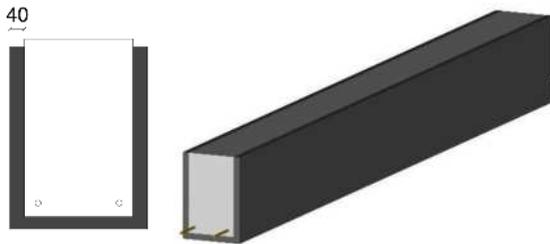


Figura 2 - Rinforzo con camicia in HPFRCC

La resistenza a compressione del materiale è risultata uguale a 180 Pa. Il comportamento a trazione è stato determinato realizzando prove a trazione uniassiale su provini ad osso di cane, come prescritto dalle linee guida CNR DT204 [8] per i calcestruzzi fibrorinforzati.

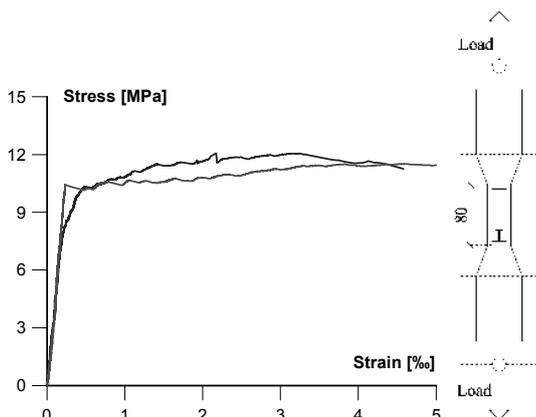


Figura 3 - Comportamento a trazione del calcestruzzo ad elevate prestazioni (HPFRCC)

In Figura 3 sono riportati i risultati delle prove di caratterizzazione a trazione.

Il confronto tra i risultati ottenuti dalle prove a flessione su quattro punti, eseguiti sulle tre travi sono mostrati in Figura 4, in termini di curve carico spostamento per la trave di riferimento, quella rinforzata con la camicia ad alte prestazioni, ed i risultati della trave danneggiata e poi riparata.

Si può notare l'efficacia della camicia in HPFRCC che consente non solo un aumento di capacità portante ma anche un aumento della rigidezza dell'elemento.

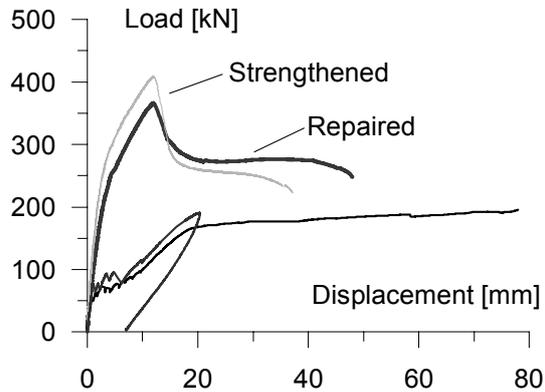


Figura 4 - Confronto tra la trave non rinforzata, rinforzata e trave danneggiata e poi riparata

3. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA RESIDUA DOPO INCENDIO DI TRAVI IN C.A.

La possibilità di utilizzare la tecnica di rinforzo descritta nel precedente paragrafo, anche nella riparazione di travi danneggiate da incendio, viene qui analizzata eseguendo analisi numeriche. In una prima fase, è stata presa in considerazione una trave avente la stessa sezione dei campioni utilizzati nelle prove sperimentali (300x500 mm). Per quanto riguarda l'armatura, si è ipotizzata la presenza di 4 barre Ø16mm (Fig. 5), entità superiore rispetto a quella sperimentale, al fine di avere una percentuale tipica di una trave esistente (0.6%).

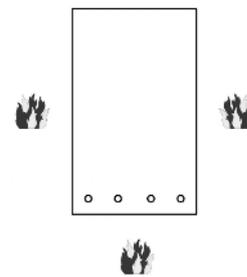


Figura 5 - Sezione della trave soggetta al fuoco

Il comportamento a compressione del calcestruzzo è stato simulato con il legame di Kent e Park, assumendo una resistenza cilindrica del calcestruzzo di 30 MPa. L'acciaio è caratterizzato da un legame elasto-plastico incrudente con tensione di snervamento ed ultima pari, rispettivamente, a 560 e 670 MPa.

Al fine di determinare le proprietà della sezione dopo l'esposizione al fuoco, un'analisi termica è stata eseguita utilizzando un programma ad elementi finiti che risolve l'equazione di Fourier per la trasmissione del calore a livello sezionale [9] e considerando la curva standard di incendio ISO834 [10]. Il fuoco è considerato agente su tre lati, così come mostrato in Figura 5, e le caratteristiche termiche dei materiali sono quelle suggerite dall'Eurocodice 2 [11].

Le resistenze residue della trave dopo diverse durate di esposizione all'incendio sono state determinate utilizzando la procedura analitica proposta in [12], basata sull'integrazione diretta dei legami costitutivi dei materiali (varianti a seconda della temperatura raggiunta). A questo scopo, le proprietà residue del calcestruzzo (dopo raffreddamento) sono state prese uguali a quelle del materiale a caldo, utilizzando i valori forniti dall'Eurocodice 2 [11] per calcestruzzi con aggregati silicei, come mostrato in Figura 6a.

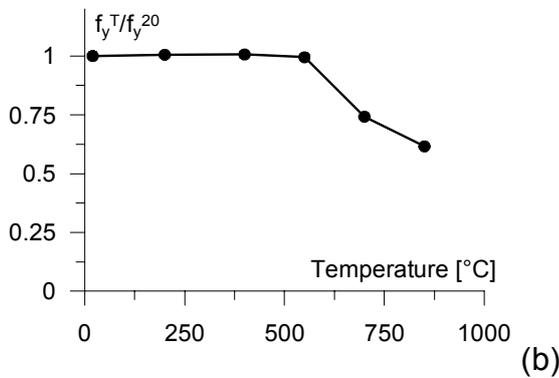
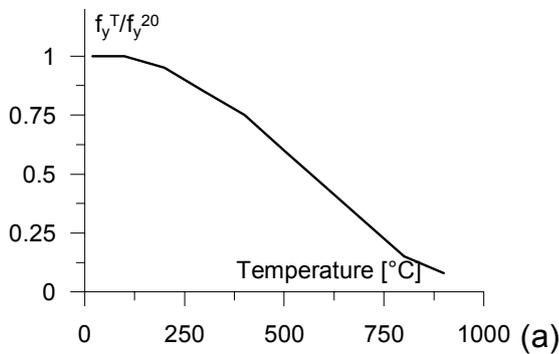


Figura 6 - Resistenza residua dopo raffreddamento per calcestruzzo (a) ed acciaio (b)

Il decadimento della resistenza residua dell'acciaio è modellato utilizzando i risultati sperimentali ottenuti in [13] per barre laminato a caldo (Fig. 6b).

In Figura 7 sono mostrati i risultati ottenuti in termini di momento resistente ultimo per diverse durate di incendio.

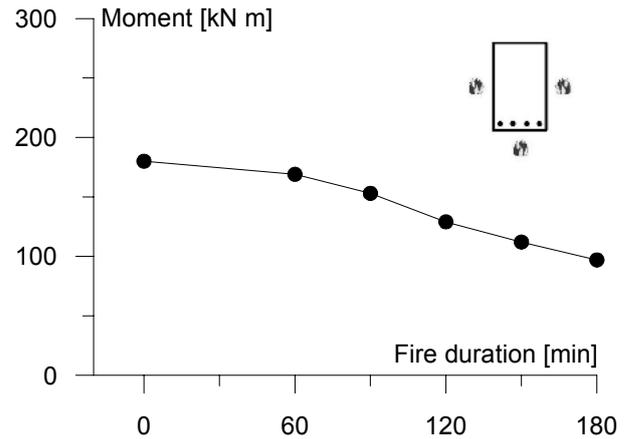


Figura 7 - Resistenza residua della trave dopo differenti durate di incendio

4. RIPARAZIONE DEGLI ELEMENTI A SEGUITO DI INCENDIO

La trave danneggiata a seguito di differenti durate di incendio è quindi riparata con una camicia di calcestruzzo fibrorinforzato al alte prestazioni (HPFRCC) di 40 mm di spessore, disposta su tre lati (Fig. 2).

La capacità portante della trave dopo l'applicazione della camicia in HPFRCC è mostrata in Figura 8. In particolare la curva inferiore rappresenta la variazione del momento ultimo residuo per diverse durate di incendio mentre la curva superiore è relativa al momento ultimo della sezione inizialmente danneggiata da incendio e poi riparata con la camicia in HPFRCC. Si può notare il benefico effetto della camicia su travi danneggiate da incendi di durata fino a 180'. Come si evince dalla Figura 8, infatti, il momento ultimo della trave riparata risulta essere sempre superiore di quello iniziale dell'elemento non danneggiato

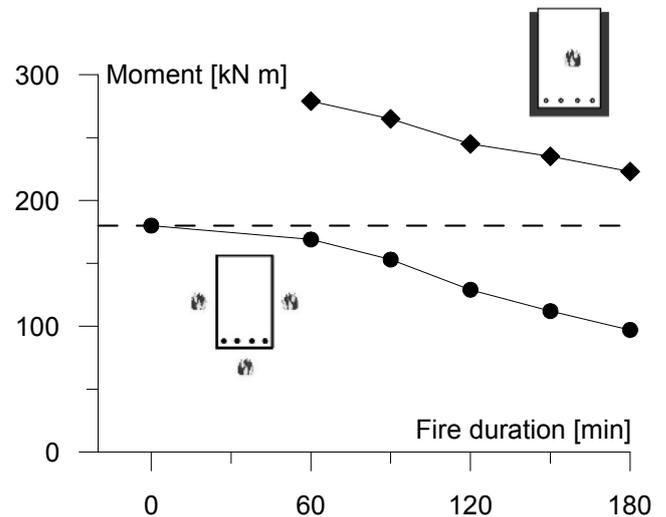


Figura 8 - Resistenza della trave rinforzata e di quella non rinforzata dopo diverse durate di incendio

5. RESISTENZA AL FUOCO DELLE TRAVI RIPARATE

Quando una struttura viene riparata dopo l'incendio occorre garantire che questa abbia una resistenza al fuoco almeno uguale a quella della struttura originaria. Accade spesso che la resistenza al fuoco debba essere incrementata, ad esempio quando la resistenza originaria non rispetta le attuali prescrizioni normative. Per questo diventa necessario valutare il comportamento della trave riparata con l'incamiciatura ad alte prestazioni in presenza di un nuovo incendio.

Occorre, quindi, eseguire una nuova analisi termica sulla trave riparata. A tale scopo è necessario conoscere le proprietà termiche del calcestruzzo ad elevate prestazioni (HPFRCC). Il comportamento termico dell'HPFRCC può differire significativamente rispetto a quello di un calcestruzzo tradizionale a causa della maggior compattezza della matrice e della presenza di un elevato quantitativo di fibre in acciaio. Solo poche prove per la determinazione delle caratteristiche termiche sono disponibili in letteratura [14]; i primi risultati mostrano che la conducibilità termica può arrivare ad essere circa il doppio rispetto a quella di un calcestruzzo tradizionale. In accordo con questi risultati, per l'HPFRCC si è utilizzata una conducibilità termica in funzione della temperatura doppia rispetto a quanto suggerito dall'Eurocodice 2 [11], come mostrato in Figura 9.

Anche i dati riguardanti il decadimento della resistenza a trazione all'aumentare della temperatura negli HPFRCC sono relativamente scarsi. Nelle successive analisi sono stati utilizzati i risultati forniti in [15]: le prove effettuate mostrano un rapido decremento della resistenza a trazione fino a 150°C ed un comportamento stabile per temperature superiori (Fig. 10). Per temperature superiori a 950°C la resistenza a trazione del materiale è stata considerata nulla.

Con queste assunzioni si è eseguita una analisi termica considerando il fuoco agente su tre lati (Fig. 5) e successivamente si è valutata la capacità resistente a caldo della trave con una procedura analoga a quella descritta nel Paragrafo 3.

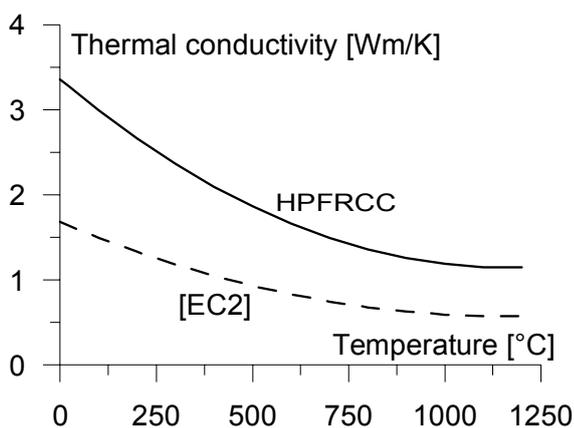


Figura 9 - Conducibilità termica dell'HPFRCC

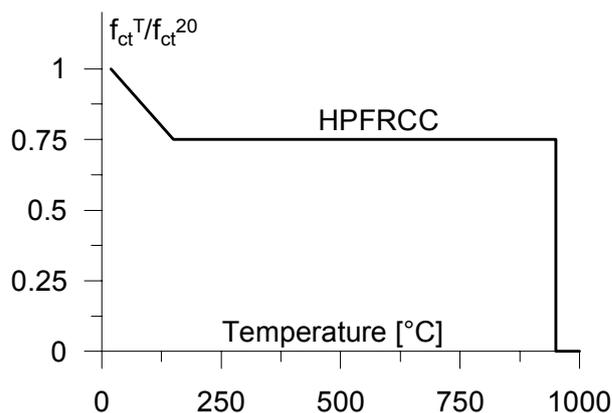


Figura 10 - Resistenza a trazione dell'HPFRCC in funzione della temperatura raggiunta

A tal fine sono state utilizzate le leggi di decadimento per calcestruzzo ordinario ed acciaio fornite dall'Eurocodice 2, e quelle di Figura 11 per l'HPFRCC in trazione.

La legge di decadimento della resistenza in compressione del fibrorinforzato è stata assunta pari a quella del calcestruzzo ordinario.

Come esempio dei risultati ottenuti, la Figura 11 mostra la trave analizzata, danneggiata da un primo incendio di durata 60', riparata con la camicia in HPFRCC di 40 mm di spessore e soggetta ad un nuovo incendio. Si può notare come la trave riparata sia in grado di garantire una capacità portante superiore e quelle della trave originaria non danneggiata, fino ad un nuovo incendio di durata 180'.

In Figura 12 sono riportate le curve di danneggiamento, a causa dell'esposizione al fuoco, di travi riparate a causa di un danno iniziale causate da incendi di durata 60', 90' e 120'. Si può notare, ed esempio, che una trave danneggiata da un incendio di durata 120' può essere riparata con una camicia in HPFRCC e garantire una capacità portante superiore a quella iniziale anche per un'esposizione ad un nuovo incendio di durata 120'.

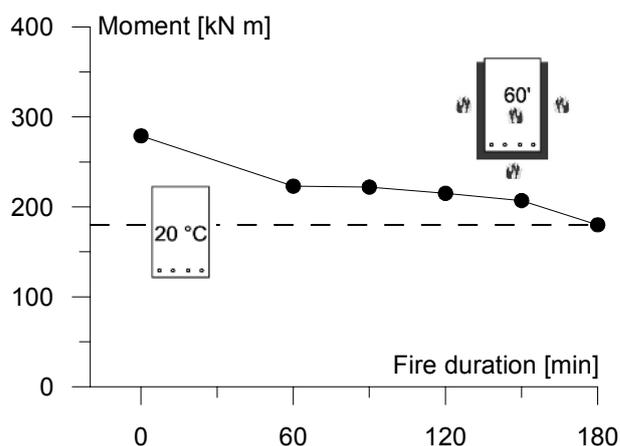


Figura 11 - Comportamento della trave riparata dopo un incendio iniziale di 60' e soggetta ad un nuovo incendio

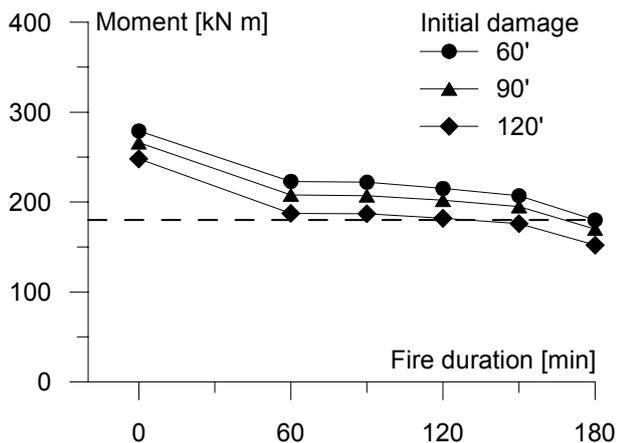


Figura 12 - Comportamento della trave dopo diversi incendi iniziali e soggetta a nuovo incendio

6. RIPARAZIONE DI ELEMENTI PRESSO-INFLESSI

Al fine di generalizzare la procedura adottata si è considerato il caso di un pilastro in c.a. avente stessa geometria di sezione trasversale della trave illustrata nei precedenti paragrafi (300x500mm) con armatura pari a 4 \varnothing 16 mm per ogni lato, esposto al fuoco su 4 lati.

6.1 Pilastro soggetto a incendio

La verifica del suddetto elemento strutturale richiede la definizione di domini di resistenza, calcolati seguendo lo stesso procedimento e le stesse leggi di degrado dei materiali descritti per l'elemento trave.

In particolare, le condizioni di equilibrio della sezione sono state formulate attraverso integrazione diretta dei legami costitutivi dei materiali, tenendo conto delle variazioni di caratteristiche meccaniche al variare della temperatura raggiunta in ogni punto. I domini di interazione M-N per la sezione oggetto di studio, sono riportati in Figura 13 relativamente al solo momento positivo, a temperatura ambiente e per durate di esposizione al fuoco pari a 60, 90, 120, 150 e 180 minuti.

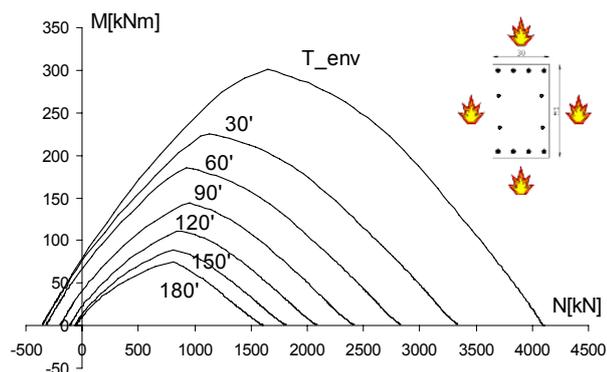


Figura 13 - Domini M-N per sezione soggetta a fuoco su 4 lati

Al crescere della durata di esposizione al fuoco, ovviamente, si riduce la capacità portante massima della

sezione. La circostanza che nella zona di tensoflessione, fino alla durata di incendio di 60', i domini risultano molto prossimi, è motivata dal fatto che le armature non raggiungono temperature tali da provocare il degrado della tensione di snervamento, che si verifica intorno ai 550°.

6.2 Pilastro danneggiato dal fuoco e riparato con camicia in HPFRCC

A seguito del danneggiamento, si ipotizza una riparazione con una camicia costituita da materiale HPFRCC di 40 mm di spessore disposta sui quattro lati. Le caratteristiche del calcestruzzo fibrorinforzato ed i legami costitutivi adottati per la costruzione dei domini sono indicati nel paragrafo 3.

A titolo di esempio in Figura 14 sono riportati i domini della sezione a temperatura ambiente, della stessa sezione a seguito di incendi di durata pari a 60' e 180' ed i domini della sezione rinforzata, dopo tali danneggiamenti (denominate r_60' e r_180', rispettivamente).

Appare evidente il notevole incremento di resistenza ultima fornita dalla camicia di rinforzo, che garantisce alla sezione danneggiata prestazioni ben più elevate di quelle originali.

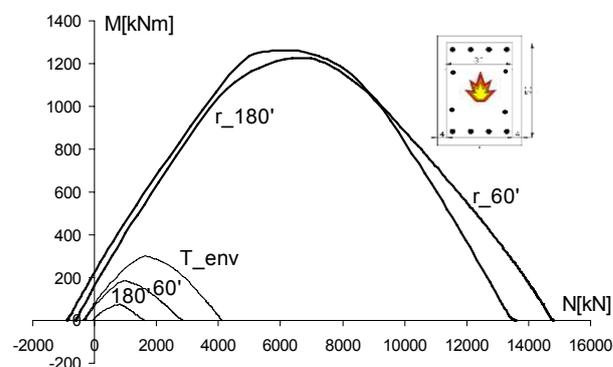


Figura 14 - Domini M-N per sezione soggetta a fuoco su 4 lati per durate pari a 60' e 180' e poi rinforzata con camicia in HPFRCC

6.3 Resistenza al fuoco del pilastro riparato con camicia in HPFRCC

Al fine di verificare la sicurezza al fuoco della sezione così rinforzata, è stato considerato il caso della sezione danneggiata inizialmente da un fuoco su 4 lati, rinforzata e soggetta ad un nuovo incendio, agente sempre su 4 lati. I legami costitutivi del nucleo centrale sono stati variati, con le leggi di degrado già descritte, a partire da una condizione iniziale già danneggiata, relativa alle condizioni residue a seguito del primo incendio. Il degrado del calcestruzzo fibrorinforzato in compressione e trazione è stato assunto come descritto nel paragrafo 5. In Figura 15a è illustrato il comportamento della sezione soggetta ad incendio di durata pari a 90 minuti, poi rinforzata e soggetta a nuovo incendio di 90'. In Figura 15b si è fatto riferimento ad un primo incendio di 180' sulla sezione non rinforzata e ad un secondo incendio, ancora di 180' sulla sezione rinforzata.

I risultati ottenuti evidenziano l'efficacia della tecnica di rinforzo analizzata: la sezione rinforzata soggetta a fuoco su quattro lati fino a durate di 180', presenta resistenza ultime maggiori della sezione originale, non danneggiata.

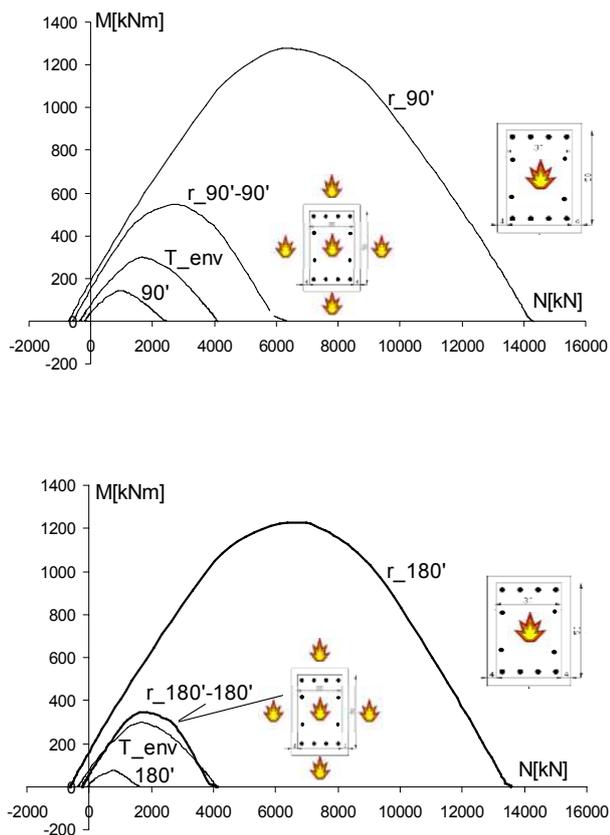


Figura 15 - Domini M-N per sezione soggetta a fuoco su 4 lati per durate pari a 90' (a) e 180', rinforzata con camicia in HPFRCC e soggetta a nuovo incendio di 90' (a) e 180' (b)

7. CONCLUSIONI

La tecnica di incamiciatura in HPFRCC, che si è dimostrata interessante per aumentare sia resistenza che rigidità di elementi in c.a., nel caso di rinforzo e di riparazione, appare molto efficace nel caso di danni dovuti all'incendio.

In particolare, una camicia in HPFRCC di piccolo spessore (40 mm) permette un significativo incremento della resistenza in travi e pilastri in c.a. danneggiati dal fuoco e assicura un buon comportamento della struttura riparata nel caso di un nuovo incendio, fino a durate di 180'.

La tecnica proposta presenta anche vantaggi di tipo tecnologico. Prima dell'applicazione del rinforzo è sufficiente provvedere ad una rimozione del calcestruzzo più ammalorato, ad esempio mediante sabbiatura, e si può passare direttamente al getto della camicia di rinforzo. Non è quindi necessario, come in altre tecniche di riparazione, provvedere a livellare la superficie o a ripristinare il copriferro. Inoltre non è necessaria l'applicazione di primer o resine per garantire l'adesione della camicia di rinforzo all'elemento originario.

I risultati appaiono molto promettenti ma senz'altro ulteriori verifiche devono essere fatte. In particolare appare necessario eseguire ulteriori indagini sul comportamento del calcestruzzo ad alte prestazioni (HPFRCC) ad alte temperature e verificare i risultati ottenuti con prove sperimentali.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Taerwe, L., Poppe, A., Annerel, E. & Vandeveldel, P. (2006). Structural Assessment of a Pretensioned Concrete Girder after Fire Exposure. FIB - Proc. of the 2nd International Congress, Naples (Italy), 5-8 June.
- [2] Mangoni, E., Spinelli, P. & Benedetti, A. (2006). R/C structures exposed to fire: damage assessment and efficient structural repairing with FRP FIB - Proc. of the 2nd International Congress, Naples (Italy), 5-8 June.
- [3] Fisher, G., Li, V.C. (2006). International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC) in Structural Applications, RILEM Publications S.A.R.L., PRO 49.
- [4] Reinhardt, H.W., Naaman, A.E. (2007). High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC5), Proceeding of the Fifth International RILEM Workshop, RILEM Pub. S.A.R.L., PRO 53.
- [5] Coccia, S., Rinaldi, Z. (2006). Residual strength of r.c. beams after fire. Proc. of the SiF' 06, Fourth International Workshop Structures in Fire, Aveiro, Portugal, May.
- [6] Martinola, G., Meda, A., Plizzari, G.A. & Rinaldi, Z. (2007). An application of high performance fiber reinforced cementitious composites for R/C beams strengthening. FRAMCOS 6 Sixth International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures. Catania (Italy). 18-21 June.
- [7] Maisto, L., Meda, A., Plizzari, G.A. & Rinaldi, Z. (2007). R/C beams strengthening and repair with high performance fiber reinforced concrete jacket. 4th International Conference on The Conceptual Approach to Structural Design. Venezia (Italy). 27-29 June.
- [8] CNR-DT 204/2006, Istruzioni per la progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato. CNR 2006.
- [9] MAPTEMP. (1991). Analisi termica di strutture esposte al fuoco - Thermal analysis of fire-exposed structures, User's Manual, ALPHARD S.r.L., Milan (Italy).
- [10] EN1991-1-2. (2004). Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-2: General Actions - Actions on structures exposed to fire", December 2004.
- [11] EN1992-1-2. (2004) Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-2: General rules - Structural Fire Design, December 2004.
- [12] Rinaldi, Z. (2006). An analytical model for the evaluation of the local ductility of R/C members. Studies and Researches-Politecnico di Milano, ed. by A. Migliacci, P.G. Gambarova and F. Mola, publ. by Starrylink (Brescia, Italy), V.26.
- [13] Felicetti, R., Meda, A. (2005). Residual behaviour of reinforcing steel bars after fire. Fib-Symposium Keep concrete attractive. Budapest (Hungary). 22-25 May.
- [14] Mindeguia, J.C., Pimienta, P., Simon, A., Atif, N. (2007) Experimental and numerical study of an UHPFRC at very high temperature. Concrete under Severe Conditions of Environmental Loading 5th Int. Conf. CONSEC'07. Tours (France). 4-6 June.
- [15] De Chefdebien, A., Robert, F., Collignon C. (2007) Performance of ultra high strength concrete subjected to fire. Concrete under Severe Conditions of Environmental Loading 5th Int. Conf. CONSEC'07. Tours (France). June

VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO SOTTO CARICHI CICLICI DI NODI TRAVE-PILASTRO REALIZZATI CON CALCESTRUZZO CON AGGREGATI RICICLATI

Viviana Letelier¹, Valeria Corinaldesi¹, Giacomo Moriconi¹

¹ Dipartimento di Fisica e Ingegneria dei Materiali e del Territorio, Università Politecnica delle Marche, Ancona

SOMMARIO

In questo studio è stato analizzato il comportamento sotto carichi ciclici di tre nodi trave-pilastro in scala 2/3, uno progettato con calcestruzzo tradizionale facendo riferimento alle specifiche dell'Eurocodice 8 e gli altri due con calcestruzzo contenente il 30% di aggregato riciclato progettati considerando la minore resistenza a trazione e il minore modulo di elasticità di questo tipo di calcestruzzo.

Sulla base dei risultati sperimentali ottenuti si è potuto constatare come il calcestruzzo confezionato sostituendo il 30% di aggregato naturale con aggregato riciclato mostri un comportamento sotto carichi ciclici molto simile a quello del calcestruzzo tradizionale.

SUMMARY

In this work the behaviour of three beam-column joints made at 2/3 scale was studied. The first joint was made of conventional concrete as reference and it was designed on the basis of the Eurocode 8; further two joints were made of recycled-aggregate concrete by replacing 30% natural with recycled-concrete aggregate and they were designed taking into due account the lower tensile strength and the lower elastic modulus of recycled-aggregate concrete.

On the basis of the experimental results obtained the behaviour of recycled-aggregate concrete under cyclic loading proved to be very similar to that of conventional concrete.

1. INTRODUZIONE

Le problematiche ambientali stanno ormai interessando diversi ambiti della scienza, cercando metodi attraverso i quali poter diminuire l'impatto che fino ad ora l'uomo ha prodotto sull'ambiente con la sua evoluzione. L'ingegneria dei materiali, tra le diverse alternative, studia l'uso di aggregati riciclati, provenienti dalla demolizione di opere civili, da impiegare nella produzione di nuovo calcestruzzo come modo per diminuire il consumo di risorse non rinnovabili ottenute da attività estrattiva e, nello stesso tempo, ridurre la quantità di macerie da demolizione conferite in discarica. Dati recenti in letteratura [1-5] hanno dimostrato come l'uso di aggregato riciclato utilizzato in quantità relativamente bassa non modifichi sostanzialmente le proprietà del calcestruzzo, ed attualmente, le Norme Tecniche per le Costruzioni, autorizzano l'impiego fino al 30% di aggregato costituito da calcestruzzo riciclato per la produzione di calcestruzzo strutturale.

Studi condotti su calcestruzzo confezionato con aggregati in calcestruzzo riciclato [6-8] hanno consentito di osservare come una sostanziale differenza nel comportamento meccanico tra calcestruzzo con aggregati riciclati e calcestruzzo convenzionale sia da imputare alla vecchia malta aderente alla superficie degli aggregati riciclati.

Assimilando il calcestruzzo convenzionale ad un materiale composito, esso può ritenersi costituito da tre parti: aggregato grosso, matrice di malta con aggregati fini, e zona interfacciale tra aggregato grosso e matrice di malta. Anche se la zona interfacciale risulta di per sé molto ristretta, questa occupa un'ampia porzione relativa dell'impasto di cemento, stimata

tra il 20% e il 60% del volume totale della matrice cementizia. La zona interfacciale tra l'impasto di cemento e gli aggregati è considerata generalmente "l'anello debole" nel calcestruzzo in quanto essa ne determina il funzionamento meccanico [9].

Il calcestruzzo con aggregati riciclati presenta, invece, una struttura più complessa di quella del calcestruzzo convenzionale perché, a differenza di quest'ultimo, ha due zone interfacciali. Una di queste zone si crea tra l'aggregato riciclato e il nuovo impasto di cemento (nuova zona interfacciale) e l'altra tra l'aggregato riciclato e la vecchia malta aderente alla superficie (vecchia zona interfacciale) [6-8]. In questo modo, sarà la quantità così come la qualità della malta aderente alla superficie degli aggregati riciclati uno dei principali parametri che influenzeranno il comportamento meccanico del calcestruzzo riciclato.

2. MATERIALI E METODI

2.1 Materiali impiegati

Sono state preparate due miscele di calcestruzzo, una solo con aggregati naturali ed una sostituendo il 30% di aggregato grosso naturale con calcestruzzo riciclato, con lo stesso rapporto acqua/cemento pari a 0,53 e la stessa lavorabilità dell'impasto (consistenza fluida S4). Sono stati mantenuti costanti il dosaggio di cemento (tipo CEM II-A/L 42.5 R), pari a 350 kg/m³, di acqua d'impasto (185 kg/m³), di additivo superfluidificante (3,5 kg/m³, pari all'1,0% in peso sul cemento), di sabbia fine (0-4 mm) pari a 345 kg/m³ (20% dell'inerte totale), di sabbia grossa (0-5 mm) pari a 345 kg/m³ (20% dell'inerte totale), di ghiaia (11-22 mm) pari a 525

kg/m³ (30% dell'inerte totale). Le miscele differivano per la frazione di aggregato con pezzatura 6-12 mm che nella miscela di calcestruzzo tradizionale era costituita da 525 kg/m³ di ghiaietto naturale, con massa volumica pari a 2580 kg/m³ ed assorbimento d'acqua pari a 2,2%, mentre nelle miscele con aggregato riciclato era costituita da 500 kg/m³ di calcestruzzo riciclato, con massa volumica pari a 2470 kg/m³ ed assorbimento d'acqua pari a 7,0%. Nella Figura 1 vengono presentate le curve granulometriche degli aggregati utilizzati per il confezionamento del calcestruzzo.

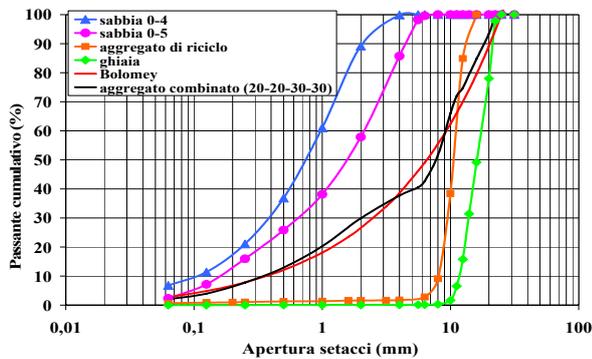


Figura 1 - Granulometrie degli aggregati utilizzati nel confezionamento dei calcestruzzi

2.2 Modalità di prova

Per analizzare il comportamento sotto carichi ciclici del calcestruzzo confezionato con aggregati in calcestruzzo riciclato sono state realizzate prove in scala 2/3 (Figura 2) su due tipi di nodi (tipo A e tipo B), con diverso tipo di geometria e armatura.



Figura 2 - Schema generale del nodo

Per la prova sul nodo di tipo A sono stati costruiti due nodi trave-pilastro con ciascuno dei due tipi di calcestruzzo (aggregati naturali o riciclati), facendo riferimento alle specifiche dell'Eurocodice 8. Le dimensioni adottate per la sezione del pilastro sono di 200 x 200 mm per un'altezza di 1950 mm, con 8φ12 di armatura longitudinale e staffe φ6 ogni 50 mm per la zona critica e φ6 ogni 100 mm per la parte restante. Per la trave le dimensioni adottate sono di 200 x 200 mm per una lunghezza di 1650 mm, con 3+3φ12 di armatura longitudinale, e staffe φ6 ogni 50 mm per la zona critica e φ6 ogni 100 mm per la parte restante. In questa prova il carico assiale applicato al pilastro è risultato trascurabile.

Per la prova sul nodo di tipo B si è costruito un solo nodo trave-pilastro con calcestruzzo con 30% di aggregati in calcestruzzo riciclato, considerando nella sua progettazione,

oltre alle specifiche dell'Eurocodice 8, la minore resistenza a trazione e il minore modulo di elasticità del calcestruzzo con aggregati riciclati. Le dimensioni adottate per la sezione del pilastro sono di 250 x 280 mm per un'altezza di 1950 mm, con 8φ12 di armatura longitudinale e staffe φ6 ogni 50 mm per la zona critica e φ6 ogni 100 mm per la parte restante. Per la trave le dimensioni adottate sono di 200 x 250 mm per una lunghezza di 1650 mm, con 3+3φ12 di armatura longitudinale e staffe φ6 ogni 50 mm per la zona critica e φ6 ogni 100 mm per la parte restante. In questa prova è stato applicato al pilastro un carico assiale di 200 kN.

Le prove cicliche sono state realizzate secondo lo schema di Figura 3, imponendo spostamenti di 25, 50, 75, 100, 125 e 150 mm.

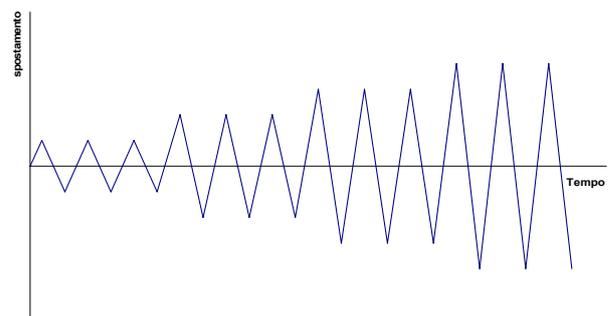


Figura 3 - Prove di carico ciclico: diagramma degli spostamenti imposti nel tempo

3. RISULTATI E DISCUSSIONE

3.1 Proprietà meccaniche del calcestruzzo

3.1.1 Prova di resistenza meccanica a compressione

La prova di resistenza a compressione è stata condotta in accordo alle direttive stabilite nella norma UNI EN 12390-3, sottoponendo ciascun provino a sollecitazione assiale, con incremento del carico costante fino alla rottura, dopo averlo ruotato di 90° rispetto alla posizione di confezionamento a garanzia della sufficiente regolarità delle superfici delle facce del provino a contatto con le piastre meccaniche della macchina.

Per valutare l'andamento della resistenza meccanica nel tempo si sono effettuate prove di schiacciamento dopo 3, 7 e 28 giorni di stagionatura. Per ogni stagionatura sono stati portati a rottura 3 provini per ciascun tipo di calcestruzzo.

I risultati delle prove di resistenza meccanica a compressione per i diversi conglomerati sono riassunti nella Tabella 1. In tale tabella sono stati riportati anche i valori della differenza percentuale tra le resistenze raggiunte dal calcestruzzo di riferimento e i calcestruzzi realizzati con 30% di aggregato riciclato. Questa differenza, nel caso del nodo tipo A, supera i limiti riscontrati in letteratura [9], dove con percentuali di sostituzione del 20-30% le perdite di resistenza risultano inferiori al 5% a 28 giorni di stagionatura. Infatti, per il calcestruzzo confezionato per il nodo di tipo A queste differenze sono risultate comprese tra il 19% e il 23%. Il calcestruzzo confezionato per il nodo di tipo B, invece, presenta una resistenza a compressione all'incirca pari a quella del calcestruzzo con aggregati naturali.

Queste differenze di resistenza rispetto al calcestruzzo di riferimento si possono spiegare considerando la resistenza del calcestruzzo originario di cui è costituito l'aggregato riciclato, che è uno dei parametri che influiscono sulle proprietà del calcestruzzo confezionato con aggregati riciclati. Così, nel

caso in cui gli aggregati provengano da calcestruzzi con bassa resistenza, anche diminuendo il rapporto acqua/cemento non si possono ottenere resistenze più alte di quelle condizionate dalla vecchia malta aderente agli aggregati riciclati. Invece, se la resistenza a compressione del calcestruzzo di origine è maggiore di quella del calcestruzzo di controllo, il calcestruzzo realizzato con aggregati riciclati può raggiungere resistenze uguali o maggiori di quelle del calcestruzzo di controllo [6, 10-13].

Tabella 1 - Resistenza meccanica a compressione dei calcestruzzi

	Calcestruzzo convenzionale (MPa)	Calcestruzzo con riciclato nodo A (MPa)	Calcestruzzo con riciclato nodo B (MPa)
3 giorni	20,7	13,2 (-36,4%)	24,8 (+20%)
7 giorni	25,6	17,5 (-31,7%)	29,3 (+14%)
28 giorni	33,9	25,9 (-23,8%)	34,5 (+1,7%)

Nel caso dell'aggregato in calcestruzzo riciclato utilizzato nel presente lavoro, occorre considerare che il materiale è stato fornito da un impianto di riciclaggio; questo ha permesso di lavorare con materiale reale prodotto in questi impianti, ma non ha consentito di avere il necessario controllo sulla qualità del calcestruzzo di origine. Tuttavia, sulla base di queste premesse e dei risultati delle prove di resistenza a compressione per i diversi calcestruzzi, si può concludere che, nel caso del calcestruzzo con aggregati riciclati realizzato per il nodo di tipo A, la resistenza del calcestruzzo di origine era minore di 30 MPa, mentre la resistenza del calcestruzzo di origine nel caso del nodo di tipo B dovrebbe essere stata maggiore.

Inoltre, nel caso del calcestruzzo confezionato per il nodo di tipo A occorre anche tenere in considerazione il fatto che l'elevata perdita di resistenza potrebbe essere dovuta alla diversa tecnica di vibrazione utilizzata, manuale per il calcestruzzo con aggregati riciclati e meccanica per il calcestruzzo normale. Il calcestruzzo con aggregati riciclati, come risultato della tecnica di vibrazione manuale, ha presentato un grado di compattazione pari a 0,93, mentre quello con inerti naturali aveva un grado di compattazione prossimo a 1,00. Per quanto riguarda il calcestruzzo per il nodo di tipo B è stato nuovamente impiegata vibrazione meccanica ottenendo un grado di compattazione di 0,99.

3.1.2 Resistenza a trazione

La resistenza meccanica a trazione dei calcestruzzi è stata valutata mediante una prova di trazione indiretta eseguita come stabilito dalla norma UNI EN 12390-6 su tre provini cubici 10x10x10 cm per ogni conglomerato, a 3, 7 e 28 giorni di stagionatura.

Ogni provino è stato sottoposto alla prova, come per quella di compressione, ruotandolo di 90° rispetto alla direzione di getto; in tale posizione il provino è stato sottoposto ad una sollecitazione di compressione, ad incrementi costanti, attraverso due tondini metallici posti in corrispondenza della linea mediana delle due facce opposte del cubo.

Tabella 2 - Resistenza a trazione indiretta

	Calcestruzzo convenzionale (MPa)	Calcestruzzo con riciclato nodo A (MPa)	Calcestruzzo con riciclato nodo B (MPa)
3 giorni	1,96	1,31 (-33,2%)	1,48 (-24,7%)
7 giorni	2,06	1,66 (-19,4%)	1,70 (-17,5%)
28 giorni	2,46	1,87 (-24,0%)	2,29 (-7,0%)

In Tabella 2 sono riportati i dati ottenuti dalla prova di trazione indiretta effettuata sui provini. Tali risultati

confermano i dati riportati in letteratura, secondo i quali, a parità di resistenza a compressione (Tabella 1), la resistenza a trazione del calcestruzzo con aggregati riciclati risulta penalizzata del 10% circa rispetto a quella del calcestruzzo tradizionale [14-15].

3.2 Prove cicliche sui nodi

3.2.1 Nodo tipo A

Dal momento che le prove sono state realizzate con un valore trascurabile di carico assiale sul pilastro, con il progredire dell'azione ciclica si sono manifestati al centro del nodo fessure da taglio diagonali e distacco del copriferro (Figura 4).

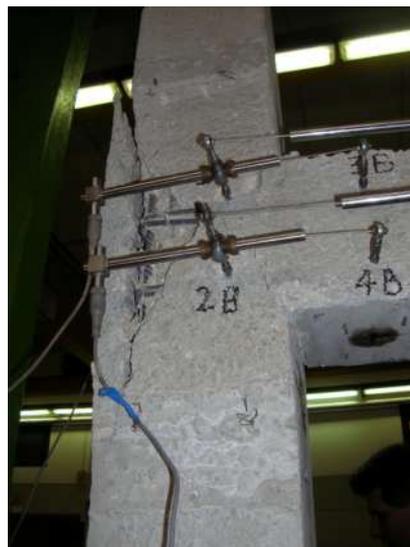


Figura 4 - Fessurazione del nodo di tipo A.

In Figura 5 viene presentato il confronto dei risultati ottenuti dai cicli di carico applicati sui due nodi di tipo A, confezionati con calcestruzzo tradizionale e con calcestruzzo con aggregati riciclati. Le differenze nella risposta registrata nelle due prove si spiegano considerando il comportamento del calcestruzzo armato sottoposto a carichi ciclici che, secondo Penelis e Kappos [16], presenta i seguenti meccanismi di trasferimento del taglio:

- 1 - azione delle staffe nelle fessure diagonali;
- 2 - resistenza al taglio del calcestruzzo nella zona compressa al di sopra delle fessure;
- 3 - effetto di ingranamento degli inerti lungo le fessure;
- 4 - effetto spinotto offerto dalle armature longitudinali in corrispondenza delle fessure.

In Figura 5 si può osservare come il meccanismo preponderante di trasferimento del taglio cambi allontanandosi progressivamente dal campo elastico. In Figura 5a si osserva il comportamento dei nodi sotto uno spostamento imposto che supera di poco quello al limite di snervamento, con fessure ancora assenti o poco visibili; il principale meccanismo di trasferimento del taglio è la resistenza del calcestruzzo nella zona compressa, per cui la resistenza a compressione del calcestruzzo risulta uno dei fattori maggiormente influenti sul valore massimo della forza raggiunta per uno spostamento di 25 mm. Questo spiega il minor valore di forza raggiunto dal nodo realizzato in calcestruzzo con aggregati riciclati, dal momento che la sua resistenza a compressione è risultata minore di quella del calcestruzzo tradizionale.

A partire dalla Figura 5b si inizia ad osservare sulle curve il cosiddetto effetto 'pinching', come risultato dell'inizio della propagazione delle fessure. Dall'osservazione delle curve è possibile riconoscere un maggiore effetto 'pinching' per la

prova realizzata con calcestruzzo con aggregati riciclati. I risultati pubblicati da Watanabe et al [17] confermano questa osservazione, ovvero, che nel calcestruzzo con aggregati riciclati le fessure cominciano a propagarsi ad una tensione minore che nel calcestruzzo tradizionale, così come quelli mostrati da Casuccio et al [18], che evidenziano come gli

calcestruzzo con aggregati riciclati. Si evidenzia così la maggiore influenza del meccanismo 3 (effetto di ingranamento degli inerti lungo le fessure) nel trasferimento del taglio, che nel caso del calcestruzzo con aggregati riciclati, vista la maggiore presenza di rugosità dovuta alla malta aderente alla superficie degli aggregati, risulta maggiore.

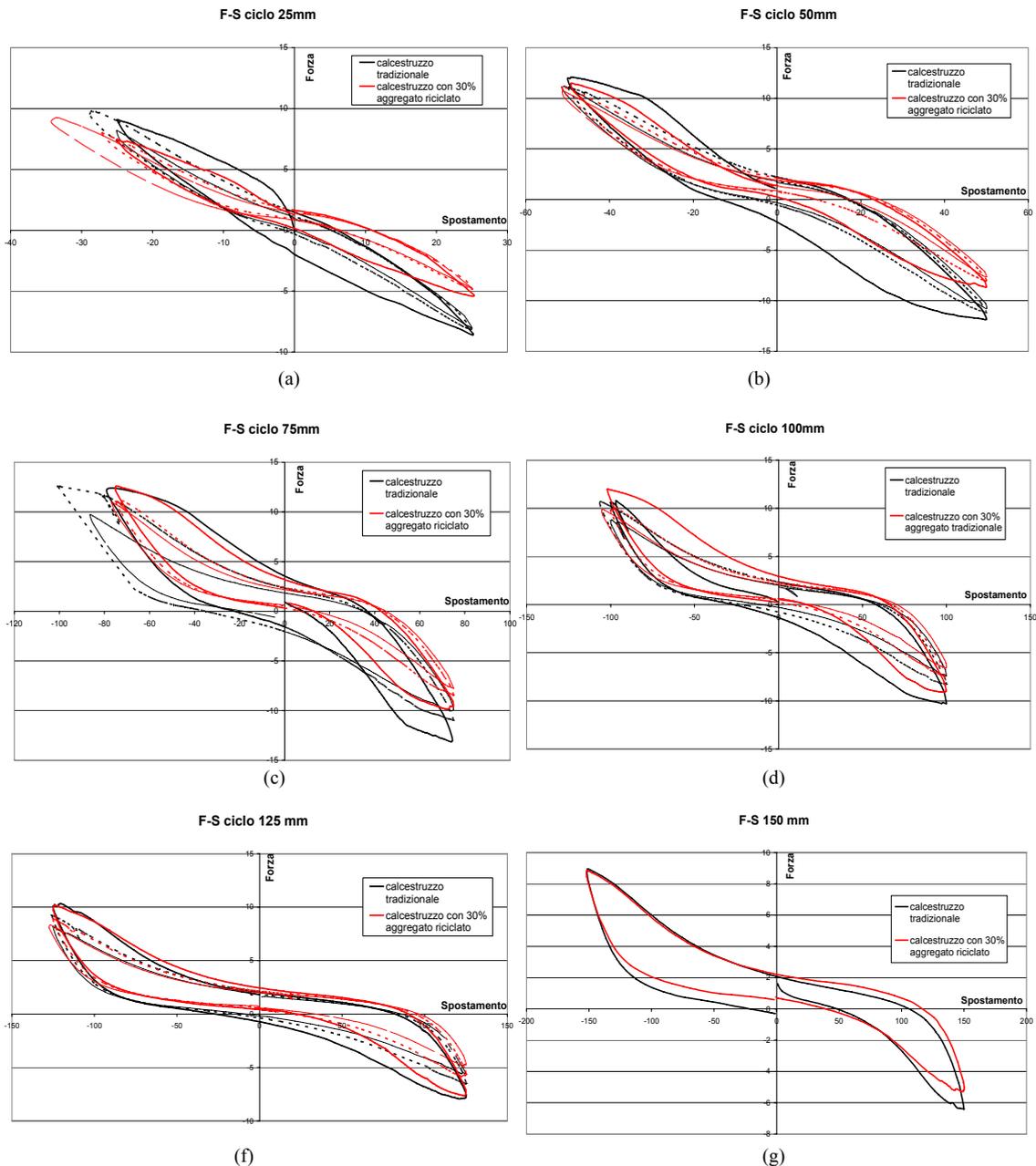


Figura 5- Risposta isteretica dei nodi per spostamenti massimi di (a) 25 mm, (b) 50 mm, (c) 75 mm, (d) 100 mm, (e) 125 mm e (f) 150 mm.

aggregati riciclati, in confronto con gli aggregati naturali, risultino maggiormente fratturati.

Dal confronto tra le due risposte è possibile osservare come, allontanandosi progressivamente il calcestruzzo dal campo elastico, la differenza di comportamento tra le due prove si attenui. Questo fatto si spiega considerando l'azione degli altri meccanismi di trasferimento del taglio, dato che con l'aumento delle fessure diminuisce l'effetto del meccanismo 2 (resistenza al taglio della zona compressa). Così è possibile osservare come per i cicli di 75 mm e 100 mm rappresentati nelle Figure 5c e 5d rispettivamente, i valori di forza ottenuti per lo spostamento massimo siano maggiori nel caso del

Questa osservazione è congruente con i risultati presentati da Casuccio et al [19] che, sulla base dei dati sperimentali ottenuti, concludono che gli aggregati riciclati presentano una maggiore adesione fra matrice cementizia ed aggregato rispetto agli aggregati naturali.

In Figura 5e si osserva come le forze ottenute per entrambe le prove comincino ad eguagliarsi per effetto della sempre più ridotta azione del meccanismo 3 di trasferimento del taglio (ingranamento lungo le fessure). In questo modo, rimane praticamente solo la resistenza offerta dalle staffe che, essendo delle stesse dimensioni in tutte e due le prove, producono una risposta simile, come si osserva in Figura 5f.

3.2.1.1 Analisi dell'energia dissipata

In tabella 3 sono riportati i valori del rapporto energia dissipata/energia fornita (E_d/E_f) per le prove eseguite con calcestruzzo normale e con calcestruzzo con aggregati riciclati. Dai dati si osserva come nei primi cicli di carico il rapporto tra energia dissipata ed energia fornita sia maggiore per il calcestruzzo con aggregati riciclati, anche se l'energia dissipata dal calcestruzzo con aggregati riciclati è inferiore a quella del calcestruzzo tradizionale. Questo è dovuto al minore modulo di elasticità del calcestruzzo con aggregati riciclati [20-24], giacché l'energia necessaria per raggiungere un determinato spostamento risulta minore. Confrontando i rapporti fra energia dissipata ed energia fornita per i cicli successivi, si osserva che tale rapporto tende a diminuire per il calcestruzzo con aggregati riciclati. Anche se l'energia fornita è sempre minore rispetto al calcestruzzo tradizionale, l'energia dissipata è molto più bassa, per il maggiore effetto 'pinching' presente nelle curve di isteresi del calcestruzzo con aggregati riciclati.

Tabella 3 - Rapporto tra energia dissipata e energia fornita

		Ed/Ef Calcestruzzo tradizionale	Ed/Ef Calcestruzzo con riciclato
$\delta \pm 25$ mm	I	0,46	0,55
	II	0,27	0,42
	III	0,25	0,36
$\delta \pm 50$ mm	I	0,61	0,54
	II	0,45	0,46
	III	0,43	0,37
$\delta \pm 75$ mm	I	0,69	0,66
	II	0,70	0,61
	III	0,68	0,59
$\delta \pm 100$ mm	I	0,73	0,74
	II	0,75	0,72
	III	0,75	0,75
$\delta \pm 125$ mm	I	0,80	0,76
	II	0,79	0,74
	III	0,76	0,70
$\delta \pm 150$ mm	I	0,84	0,80

3.2.2 Nodo tipo B

Il nodo di tipo B ha presentato un comportamento duttile del tipo pilastro forte-trave debole con fessure da flessione nella trave e, negli ultimi cicli di carico, distacco del copriferro (Figura 6). Il pilastro non ha presentato alcuna fessura durante tutta la prova.

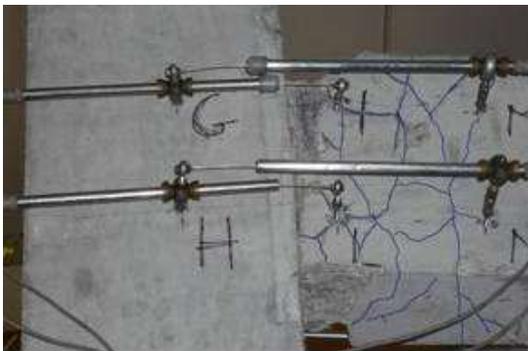


Figura 6 - Fessurazione del nodo di tipo B

In Figura 7 si presentano le curve di isteresi delle prove cicliche realizzate sul nodo di tipo B. Si possono osservare

curve ampie e con un'alta dissipazione di energia, caratteristiche di un tipo di rottura duttile. Dalla Figura 7 si può osservare anche come il comportamento del nodo prima del ciclo da 125 mm sia molto stabile, e come le curve presentino una minima perdita di resistenza al ripetersi di ogni ciclo.

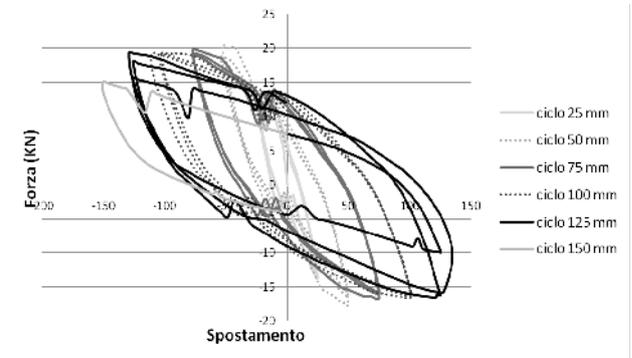


Figura 7 - Curve di isteresi per il nodo di tipo B

3.2.2.1 Punti caratteristici della curva di involucro

Nella Figura 8 è mostrata la curva di involucro per il comportamento isteretico del nodo di tipo B. Secondo Kim et al [25], l'involucro delle curve di isteresi si può rappresentare attraverso linee rette congiungenti i tre punti che corrispondono ai più importanti cambiamenti di rigidità. La prima variazione di rigidità (punto A) è causata dall'apparizione delle fessure diagonali nel nodo. Il punto B corrisponde all'inizio dello snervamento dell'armatura trasversale del nodo. E, infine, il punto C corrisponde alla massima resistenza al taglio del nodo prima della rottura del calcestruzzo. In Tabella 4 si riportano i valori corrispondenti ai punti A, B e C del nodo tipo B.

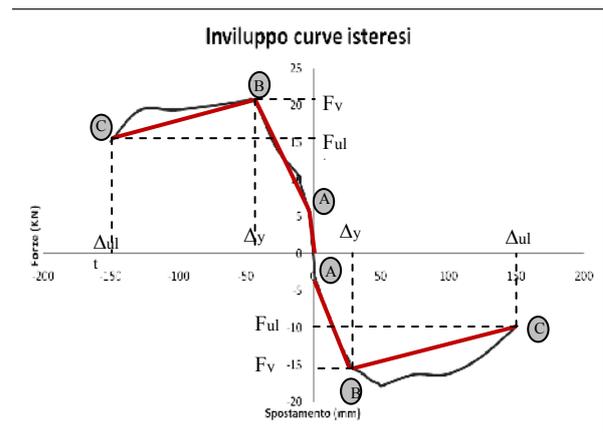


Figura 8 - Curve di involucro del comportamento ciclico del nodo di tipo B

In Tabella 4 si possono anche osservare i valori di duttilità ($\Delta u/\Delta y$) ottenuti dai cicli di isteresi, con valori di 3,05 e 4,34, che sono, in generale, indice di buon comportamento duttile. Questi valori coincidono inoltre con i dati presentati da Xiao et al [26] nel loro studio sul comportamento sismico di strutture in calcestruzzo armato con aggregato riciclato.

Tabella 4 - Punti caratteristici della curva di iniluppo per il nodo di tipo B

	Spostamento positivo	Spostamento negativo
Δ_{cr} (mm)	-2,21	2,44
F_{cr} (kN)	3,86	-3,90
Δ_y (mm)	-43,04	28,34
F_y (kN)	20,35	-15,28
Δ_{max} (mm)	-52,99	50,06
F_{max} (kN)	20,29	-17,78
Δ_u (mm)	-150,5	122,46
F_u (kN)	15,10	-15,72
Δ_u/Δ_y	3,50	4,34

3.2.2.2 Analisi dell'energia dissipata

In Tabella 5 sono riportati energia dissipata, energia fornita ed il rapporto fra energia dissipata ed energia fornita per il nodo di tipo B. Dai dati si può osservare come i valori di energia dissipata e fornita varino minimamente per ogni ripetizione di ciascun ciclo di una determinata ampiezza. Questo è dovuto alla bassa perdita di rigidità durante le ripetizioni dei cicli. Solo nell'ultimo ciclo da 125 mm si osserva una notevole diminuzione dei valori di energia rispetto ai cicli precedenti a causa della rottura della barra longitudinale della trave.

Tabella 5 - Energia dissipata e fornita nel nodo di tipo B

		Ed (kNmm)	Ef (kNmm)	Ed/Ef
$\delta \pm 25$ mm	I	353,86	503,04	0,70
	II	293,06	474,51	0,62
	III	302,99	491,94	0,62
$\delta \pm 50$ mm	I	1178,02	1579,35	0,75
	II	992,32	1408,47	0,70
	III	867,63	1280,02	0,68
$\delta \pm 75$ mm	I	2144,89	2610,14	0,82
	II	1963,24	2468,02	0,80
	III	1859,85	2362,99	0,79
$\delta \pm 100$ mm	I	3291,66	3845,36	0,86
	II	3007,39	3572,09	0,84
	III	3144,56	3690,02	0,85
$\delta \pm 125$ mm	I	4172,00	4752,01	0,88
	II	4027,48	4467,50	0,90
	III	2617,37	3058,85	0,86

4. CONCLUSIONI

Dall'analisi dei risultati ottenuti dai nodi realizzati con calcestruzzo confezionato con 30% di aggregato in calcestruzzo riciclato si possono dedurre le seguenti conclusioni.

Applicando le specifiche dell'Eurocodice 8 il nodo di tipo A ha presentato un comportamento fragile, con fessure diagonali nel nucleo del nodo, scorrimento delle barre longitudinali della trave e distacco del copriferro. Le curve di isteresi sono risultate strette, caratteristiche di comportamenti fragili, con un marcato effetto 'pinching'.

Il nodo di tipo B, invece, progettato considerando la minore resistenza a trazione del calcestruzzo con aggregati riciclati ed il minore modulo di elasticità, ha avuto un comportamento duttile del tipo pilastro forte-trave debole, presentando solo fessure di flessione nella trave senza fessurazione nel pilastro.

I risultati ottenuti dal nodo di tipo A hanno mostrato un comportamento molto simile del calcestruzzo con aggregati riciclati rispetto al calcestruzzo di riferimento, anche se le resistenze a compressione differivano tra loro del 20%. Nelle curve di isteresi, per spostamenti in campo anelastico si osserva il maggiore effetto di ingranamento tra inerti del

calcestruzzo con aggregati riciclati a causa della loro superficie più ruvida. Questo effetto aumenta la resistenza al taglio del calcestruzzo con aggregati riciclati rispetto al calcestruzzo di riferimento negli ultimi cicli di isteresi.

Il soddisfacente comportamento sotto carichi ciclici del nodo di tipo B permette di concludere che è possibile l'utilizzo di un 30% di aggregato riciclato nel calcestruzzo per strutture armate in zona sismica, considerandone tuttavia in modo opportuno le caratteristiche di resistenza a taglio e di rigidezza.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Jianzhuang Xiao, Jiabin Li, Ch. Zhang (2005) Mechanical properties of recycled aggregate concrete under uniaxial loading. *Cement and Concrete Research* 35(6) 1187-1194.
- [2] Khaldoun Rahal (2007) Mechanical properties of concrete with recycled coarse aggregate. *Building and Environment* 42(1) 407-415
- [3] Vivian W.Y. Tam, K. Wang, C.M. Tam (2008) Assessing relationships among properties of demolished concrete, recycled aggregate and recycled aggregate concrete using regression analysis. *Journal of Hazardous Materials*, 152(2) 703-714.
- [4] A.K. Padmini, K. Ramamurthy, M.S. Mathews (2009) Influence of parent concrete on the properties of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials* 23(2) 829-836.
- [5] Xuping Li (2009) Recycling and reuse of waste concrete in China: Part II. Structural behaviour of recycled aggregate concrete and engineering applications. *Resources, Conservation and Recycling*, 53(3) 107-112.
- [6] C.S. Poon, Z.H. Shui, L. Lam (2004), Effect of microstructure of ITZ on compressive strength of concrete prepared with recycled aggregates. *Construction and Building Materials* 18 461-468.
- [7] VW.Y. Tam, X.F. Gao, C.M. Tam (2005) Microstructural analysis of recycled aggregate concrete produced from two-stage mixing approach, *Cement and Concrete Research* 35 1195-1203.
- [8] V.W.Y. Tam, X.F. Gao, C.M. Tam, K.M. Ng. Physiochemical reactions in recycled aggregate concrete, *Journal of Hazardous Materials* (2008), doi: 10.1016/j.jhazmat.2008.07.031.
- [9] Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (2006) Utilización de árido reciclado para la fabricación de hormigón estructural, Monografía (ACHE); M-11.
- [10] J. S. RYU (2002), Improvement on strength and impermeability of recycled concrete made from crushed concrete coarse aggregate. *Journal of Materials Science Letters* 21 1565-1567
- [11] K. Eguchi, K. Teranishi, A. Nakagome, H. Kishimoto, K. Shinozaki, M. Narikawa (2007), Application of Recycled Coarse Aggregate by Mixture to Concrete Construction. *Construction and Building Materials* 21 1542-1551.
- [12] M.Tavakoli, P. Soroushian (1996), Strengths of Recycled Aggregate Made Using Field-Demolished Concrete as Aggregate, *ACI Materials Journal* 93 (2) 178-181.
- [13] N. Otsuki, S. Miyazato, W. Yordsudjai (2003), Influence of recycled aggregate on interfacial transition zone, strength, chloride penetration and carbonation of concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 443-451
- [14] RILEM TC 37-DRC (1992) Demolition and Reuse of

- Concrete, E & FN Spon, London, U.K.
- [15] T. Ikeda, S. Yamane and A. Sakamoto (1988) Proc.s of the 2nd Int. RILEM Symp. on 'Demolition and Reuse of Concrete and Masonry, Chapman and Hall, Tokyo, Japan, 585-594.
- [16] G.G. Penelis, A.J. Kappos (1997) Earthquake-Resistant Concrete Structures, E&FN Spon.
- [17] T. Watanabe, N. Sayaka, H. Chikaroni, M. Otsu (2007) Compressive failure in concrete of recycled aggregate acoustic emission, *Construction and Building Materials* 21 470-476
- [18] M. Casuccio, G. Giaccio, R. Zerbino (2005) Aderenza matrice-aggregato in calcestruzzo riciclato, *ENCO Journal*, anno X (29), 10-13. (<http://www.enco-journal.com/journal/ej29>).
- [19] M. Cassucio, M. Torrijos, G. Giaccio, R. Zerbino (2008) Failure mechanism of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials* 22, 1500-1506.
- [20] R.S. Ravindrarajah, C.T. Tam (1985) Properties of concrete made with crushed concrete as coarse aggregate. *Magazine of Concrete Research* 37(130) 29-38.
- [21] R. Dillmann (1998) Concrete with recycled concrete aggregate. *Proceedings of International Symposium on Sustainable Construction: Use of Recycled Concrete Aggregate*, University of Dundee, Scotland, 11-12 November, 239-253.
- [22] G. Mellmann (1999) Processed concrete rubble for the reuse as aggregate, *Proceeding of the International Seminar on Exploiting Waste in Concrete*, University of Dundee, Scotland, 7 September, 171-178.
- [23] J. Xiao, J. Li, C. Zhang (2005) Mechanical properties of recycled aggregate concrete under uniaxial loading. *Cement and Concrete Research* 35 1187- 1194.
- [24] A.K. Padmini, K. Ramamurthy, M.S. Mathews (2009) Influence of parent concrete on the properties of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials* 23 829-836.
- [25] J. Kim, J.M. LaFave (2007) Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam-column connections. *Engineering Structures* 29 2523-2539.
- [26] J. Xiao, Y. Sun, H. Falkner (2006) Seismic performance of frame structures with recycled aggregate concrete. *Engineering Structures* 28 1-8.

CONSERVAZIONE DELLE PROPRIETÀ STRUTTURALI DEI RINFORZI FRP E FRCM IN FUNZIONE DELLA TEMPERATURA DI ESERCIZIO

Giovanni Mantegazza¹, Alessandra Gatti²

1 Direttore Tecnico Ruredil spa – San Donato Milanese - MI

2 Assistente Direttore Tecnico Ruredil spa – San Donato Milanese – MI

SOMMARIO

I sistemi FRCM, "Fiber Reinforced Cementitious Matrix", costituiscono la moderna risposta alle esigenze di nuovi materiali strutturali e durevoli, per il ripristino, recupero e rinforzo delle strutture edilizie. Questi sistemi impiegano una speciale matrice cementizia in sostituzione della resina epossidica (in questo caso il materiale composito viene definito FRP - Fiber Reinforced Polymer) come legante della fibra sintetica. In questa memoria si confrontano i comportamenti dei sistemi di rinforzo C-FRP e PBO-FRCM in funzione della temperatura di esercizio. I test condotti alle diverse temperature indicano che il sistema C-FRP perde il 100% delle prestazioni meccaniche dopo 1 ora a 80°C e circa l'80% dopo 7 ore a 45°C. L'innescamento prematuro del fenomeno di delaminazione intermedia all'interfaccia adesiva nel rinforzo C-FRP è dovuto alla scarsa resistenza al calore della resina epossidica di cui è costituita la matrice legante. Ulteriori test condotti a 30°C, indicano che tale fenomeno si manifesta già a questa temperatura. Da ultimo, si è valutata l'influenza dell'umidità come concausa nei meccanismi di crisi dei rinforzi strutturali C-FRP e PBO-FRCM esposti alle condizioni termoisometriche di +80°C e 100% di U.R. Alla luce dei primi esiti sembra sia possibile concludere che le proprietà meccaniche dei sistemi FRCM non siano influenzate dalle condizioni termoisometriche anche severe, essendo la matrice legante di natura inorganica. Inoltre si è evidenziato come i parametri ambientali influiscano notevolmente sul fenomeno di delaminazione intermedia dei sistemi FRP. Sono in corso ulteriori studi per approfondire il comportamento in esercizio di strutture rinforzate con i sistemi FRP e FRCM quando queste sono esposte a particolari condizioni termoisometriche.

SUMMARY

Fiber Reinforced Polymer (FRP) is a structural reinforcement system used for retrofitting concrete and masonry. It consists of a synthetic or mineral fiber with excellent mechanical performance and an organic matrix, usually epoxy resin, used as binding agent. First introduced in Japan in the late eighties, this system is very much used like other traditional structural reinforcement systems such as beton plaqué, reinforced slabs and mortars reinforced with structural synthetic fibers. A new structural reinforcement system (Fiber Reinforced Cementitious Matrix - FRCM) was developed in last times. Actually, this system differs from the FRP reinforcement system since the epoxy resin has been replaced with a special stabilized cement mix. In a special way, C-FRP and PBO-FRCM systems have been compared taking into account the accelerated laboratory tests performed to check mechanical performance and thermal, chemical and physical durability. The tests performed showed that PBO-FRCM system has the same mechanical performance of unidirectional C-FRP with carbon fiber. Over more, the mechanical properties of PBO-FRCM, as with all FRCM system, do not change whenever exposed to fire or high temperatures since the binding matrix is inorganic. In fact, load increase related to temperature was detected in the sample reinforced with PBO-FRCM when compared with the sample tested without reinforcement. FRP systems lose approximately 80% of their mechanical performance after 7 hours of exposure at 45°C and 100% after 1 hour at 80°C. At least, reinforcement with PBO-FRCM showed no alteration of mechanical properties when exposed at +80°C and 100% Relative Humidity for long periods of time (28-60 days). Reinforcement with C-FRP exposed at the same conditions lost approximately 100% efficiency due to the low resistance to heat and humidity of the epoxy binding agent. The experimental data and those obtained from their elaboration evidence that FRCM reinforcement has many advantages with respect to the traditional FRP. In particular, FRCM are wholly compatible with the structure to be reinforced (surface porosity of subbase where system is applied remains unvaried), and the durability of this reinforcement, specially with respect to temperature and relative humidity, is guaranteed.

1. INTRODUZIONE

FRP (Fiber Reinforced Polymer) è un sistema di rinforzo delle strutture in calcestruzzo, cemento armato e muratura, costituito da una fibra (sintetica o minerale) ad alta prestazione meccanica e da una matrice organica, solitamente una resina epossidica, che funge da legante [1]. Fino a pochi anni fa, l'impiego degli FRP era diffuso principalmente negli USA e in Giappone, che per primi avevano iniziato la sperimentazione e le prime applicazioni, anche in seguito alla necessità di trovare soluzioni più performanti rispetto alle tecnologie tradizionali fino ad allora impiegate. Nel settore dei rinforzi strutturali di opere in cemento armato la fibra sintetica maggiormente

impiegata è il carbonio (C-FRP).

I sistemi di rinforzo FRCM - Fiber Reinforced Cementitious Matrix - si differenziano dai compositi FRP in quanto la resina epossidica è stata sostituita da una speciale malta cementizia stabilizzata. In particolare il rinforzo FRCM a base di fibra di Poliparafenilenbenzobisoxazolo (PBO-FRCM) costituisce una innovazione nel campo dei ripristini strutturali delle opere in cemento armato, le cui prestazioni meccaniche eguagliano il rinforzo C-FRP [2, 3, 4].

Questa ricerca ha avuto come obiettivo l'analisi del comportamento a flessione dei rinforzi C-FRP e PBO-FRCM applicati su provini in calcestruzzo, in differenti condizioni

chimico-fisiche e termiche. E' indubbio che parlando di esposizione ad elevate temperature risulti esplicito il riferimento alle problematiche di un incendio, evento che, come noto, per quanto raro, può pregiudicare la sicurezza statica dell'elemento in calcestruzzo in modo drastico. Esistono però altre particolari condizioni di esercizio delle strutture dove il problema dell'esposizione alle alte temperature si pone in modo preponderante, situazioni che possono risultare anche più critiche di un incendio.

Per esempio, spesso si pone il problema di effettuare adeguamenti statici in ambienti industriali dove le comuni temperature di esercizio delle linee di produzione espongono le strutture in calcestruzzo a carichi termici molto elevati. Inoltre, problema analogo ma con temperature non molto elevate, può porsi in ambienti soggetti a diretta esposizione solare per tempi relativamente lunghi (esposizione della struttura in calcestruzzo alle temperature estive per 7/8 ore consecutive).

Sappiamo, del resto, che i sistemi C-FRP vengono applicati mediante impregnazione con resina epossidica la quale, ad indurimento avvenuto, è caratterizzata da un valore critico di temperatura noto come "temperatura di transizione vetrosa - Tg". In corrispondenza a tale valore, che generalmente si attesta tra +70°C e +90°C in funzione della resina impiegata, quest'ultima subisce una trasformazione, passando da uno stato rigido e fragile ad uno viscoso e gommoso. In queste condizioni, la matrice perde la capacità di trasferire le sollecitazioni alle fibre di carbonio, con conseguente decadimento delle proprietà meccaniche del composito C-FRP.

Alcuni studi condotti hanno, inoltre, evidenziato che la variazione del reticolo polimerico della resina inizia molto prima (circa +50°C) del valore teorico della Tg (+70-90°C), per poi concludersi al raggiungimento di detto valore. Il grafico in figura 1 riassume molto sinteticamente questi concetti: in particolare si evidenzia l'andamento del modulo elastico e della tensione di rottura di una resina epossidica al variare della temperatura.

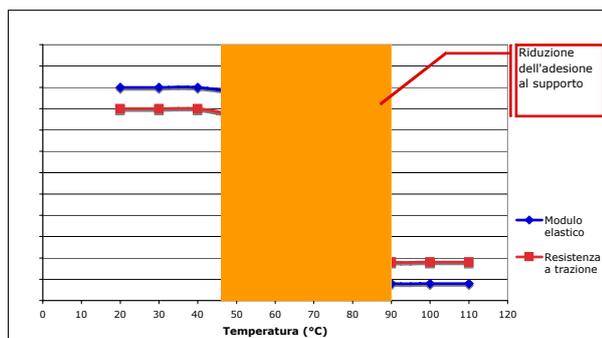


Figura 1 - Temperatura di transizione vetrosa: variazione delle caratteristiche meccaniche del reticolo polimerico

2. PROVE MECCANICHE E TRATTAMENTI TERMICI: DESCRIZIONE

2.1 Prova a flessione

La prova di flessione a quattro punti è stata realizzata in controllo di spostamento e velocità di corsa pari a 0,01 mm/min. La luce dell'interasse dei coltelli inferiori è pari a 300 mm mentre la luce dell'interasse dei coltelli superiori è pari a 100 mm.

2.2 Prova a compressione

La prova è stata condotta in conformità alla norma UNI EN 12390 parte 3^a.

2.3 Trattamento termico

Il trattamento è stato eseguito con un forno appositamente predisposto, con temperatura di esercizio compresa tra 20°C e 1100°C, programmatore termico digitale a 4 cicli programmabili. La muffola riscaldante è realizzata in gettata unica di materiale refrattario cordielitico; mentre l'isolamento è stato realizzato in fibra ceramica ad alta densità.

2.4 Trattamento termico a vapore

Il trattamento termico a 80°C e 100% UR (umidità relativa) è stato eseguito mediante camera di stagionatura a vapore, corredata di resistenze riscaldanti alettate, sensore d'umidità e temperatura e vaporizzatore con capacità di nebulizzazione pari a 0,5 litri/h.

3. COMPORTAMENTO MECCANICO DEL CALCESTRUZZO NON RINFORZATO ALLE ALTE TEMPERATURE

La campagna sperimentale è stata condotta su 40 provini in calcestruzzo delle dimensioni di 400x100x100 mm (lpxh), confezionati a pari mix design e maturati 28gg a temperatura ambiente. Alla scadenza del periodo di maturazione, i provini sono stati suddivisi in 8 serie da 5. Una serie è stata mantenuta a temperatura ambiente (20°C) quale riferimento. Le rimanenti 7 serie di provini, invece, sono state sottoposte a trattamento termico. I provini, quindi, sono stati sottoposti al test di flessione su quattro punti.

3.1 Risultati delle prove

I dati sperimentali evidenziano che nell'intervallo di temperatura compreso tra +20°C e +130°C, la resistenza a compressione e quella a flessione dei provini in calcestruzzo rimane sostanzialmente invariata.

Per valori di temperatura superiori a +130°C, il calcestruzzo subisce un progressivo degrado che si rileva dal decadimento della resistenza a compressione e flessione. In particolare abbiamo valutato la variazione della resistenza a flessione in funzione della temperatura, come riportato in figura 2.

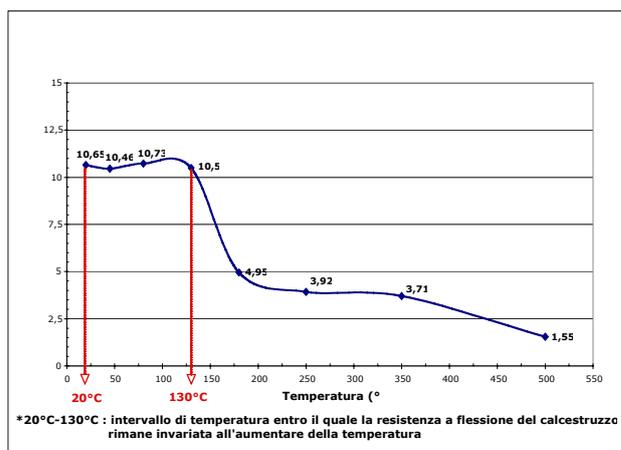


Figura 2 - Resistenza a flessione del calcestruzzo rinforzato in funzione della temperatura

L'esposizione del calcestruzzo non rinforzato alle alte temperature innesca diversi processi di alterazione chimico-fisica all'interfaccia pasta cementizia/aggregato. Per esempio a 200°C gli aggregati silicei iniziano a disidratarsi; mentre a 300°C, perdono parte della loro resistenza. A 400°C, poi, inizia la disidratazione dell'idrossido di calcio presente nella pasta cementizia e la resistenza del calcestruzzo si deteriora ulteriormente. Il degrado causato da questi meccanismi è ben evidenziato dalle prove a flessione, molto più di quanto è rilevabile dai dati sperimentali di letteratura [5, 6, 7] relativi alla prova di resistenza a compressione.

Nel calcestruzzo esposto a temperature superiori a 130°C si determina uno "scollamento" tra gli inerti e la pasta cementizia che li circonda, generando una microfessurazione diffusa all'intero volume del provino. Eseguendo la prova di flessione, si esalta questo "scollamento" presente nella matrice cementizia, che si manifesta con un calo del 69%, mentre la prova di compressione, agendo perpendicolarmente, tende a "ricompattare" la matrice e l'influenza sulla resistenza a compressione è quasi trascurabile.

4. C-FRP: VARIAZIONE DEL CARICO MASSIMO IN FUNZIONE DELLA TEMPERATURA, A PARI TEMPO DI ESPOSIZIONE

La campagna sperimentale è stata condotta su 40 provini in calcestruzzo delle dimensioni di 400x100x100 mm (lxpxh) rispettivamente, confezionati a pari mix design e maturati 28gg a temperatura ambiente. I provini sono stati rinforzati impiegando un tessuto unidirezionale di carbonio (grammatura pari a 300 g/m²) da impregnare, in fase di applicazione al provino, con resina epossidica e mantenuti a temperatura ambiente. La configurazione del rinforzo è quella indicata in figura 3. Dopo 15gg dall'applicazione del rinforzo, i provini sono stati suddivisi in 4 serie da 10. Una serie di provini è stata mantenuta a temperatura ambiente, quale riferimento. Le rimanenti 3 serie di provini, invece, sono state sottoposte a trattamento termico per 1 ora compreso tra +20°C e +130°C. I provini, quindi, sono stati sottoposti a prova di flessione su quattro punti; quelli trattati termicamente, allo scadere del tempo di esposizione stabilito, sono stati estratti dal forno, strumentati e testati.

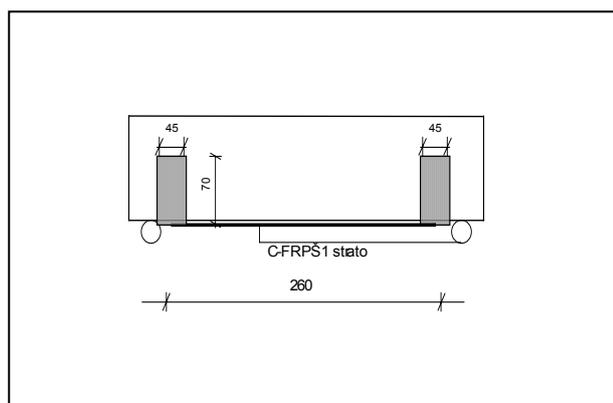


Figura 3 - Schema di rinforzo del sistema C-FRP

4.1 Risultati delle prove

Il diagramma in figura 4 mostra il confronto tra il valore del carico di rottura medio raggiunto dai provini rinforzati con C-FRP alle diverse temperature, a parità di tempo di esposizione, rispetto al provino non rinforzato. Dai risultati sperimentali si evince che il trattamento termico determina un

degrado della matrice polimerica. Conseguentemente il sistema C-FRP perde efficacia già a +45°C come rinforzo strutturale (-28,6%), in quanto l'adesione al supporto diminuisce fino ad azzerarsi, in funzione dell'aumento della temperatura. Il calcestruzzo non rinforzato, nell'intervallo di temperatura compreso tra +20°C e +130°C, non subisce alcun decremento delle proprietà meccaniche.

5. C-FRP: VARIAZIONE DEL CARICO MASSIMO IN FUNZIONE DEL TEMPO, A PARI TEMPERATURA DI ESPOSIZIONE

Alla luce dei risultati finora esposti, è stata avviata un'ulteriore indagine sperimentale allo scopo di studiare il comportamento del rinforzo C-FRP quando esso viene esposto alla temperatura di +45°C per un periodo di tempo superiore a 60 minuti. La campagna sperimentale è stata condotta su 40 provini in calcestruzzo delle dimensioni di 400x100x100 mm (lxpxh) rispettivamente, confezionati a pari mix design e maturati 28gg a temperatura ambiente. Per la configurazione di rinforzo e per la tipologia di rinforzo, si rimanda a quanto specificato al punto 4. Dopo 15gg dall'applicazione del rinforzo C-FRP, i provini sono stati suddivisi in 4 serie da 10. Una serie di provini è stata mantenuta a temperatura ambiente, quale riferimento. Le rimanenti 3 serie di provini, invece, sono state sottoposte a trattamento termico (+45°C) per tempi di esposizione compresi tra 1 ora e 7 ore. Tutti i provini sono stati sottoposti a prova di flessione su quattro punti; quelli trattati termicamente, allo scadere del tempo di esposizione stabilito, sono stati estratti dal forno, strumentati e testati.

5.1 Risultati delle prove

Il diagramma in figura 5 mostra il confronto tra il valore del carico di rottura medio raggiunto dai provini rinforzati con C-FRP a parità di temperatura in funzione del tempo, rispetto al provino non rinforzato.

Dai risultati sperimentali si evince che, i provini rinforzati ed esposti per 4 ore alla temperatura di +45°C subiscono una perdita del carico di circa il 60%, mentre se il periodo di trattamento termico si protrae ulteriormente (7 ore di esposizione) si arriva ad una perdita del carico del 82%. Questi dati sono molto interessanti se si pensa che una struttura in calcestruzzo può essere esposta alle temperature estive per 7/8 ore consecutive. Il calcestruzzo non rinforzato, invece, nell'intervallo di temperatura compreso tra +20°C e +130°C non subisce alcun decremento delle proprietà meccaniche.

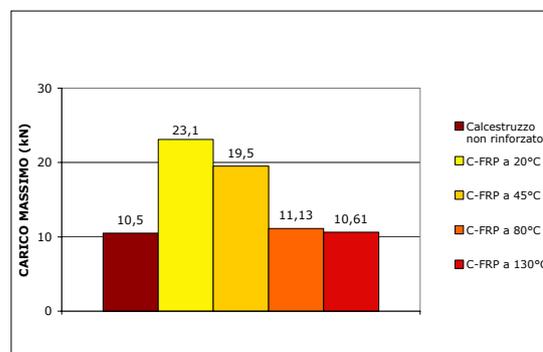


Figura 4 - C-FRP: carico massimo in flessione in funzione della temperatura, a pari tempo di esposizione 1h

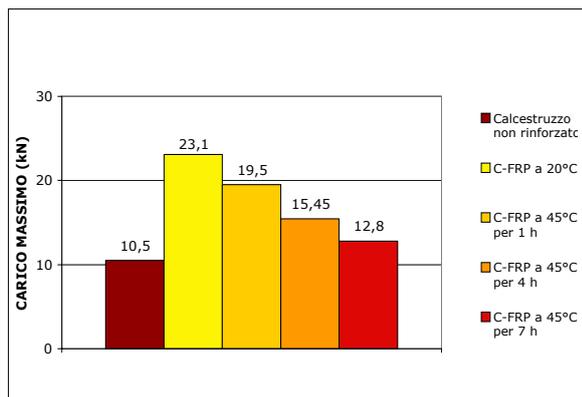


Figura 5 - C-FRP: carico massimo in flessione in funzione del tempo, a pari temperatura di esposizione +45°C

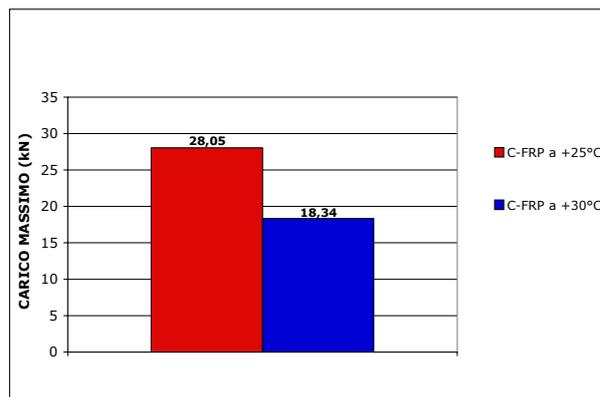


Figura 7 - C-FRP: carico massimo in flessione a T=+30°C

6. C-FRP: CONFRONTO DEL COMPORTAMENTO FLESSIONALE A T=25°C E T=30°C

Per meglio individuare il fenomeno dell'innesco prematuro della delaminazione intermedia all'interfaccia calcestruzzo/rinforzo C-FRP, è stata approntata una serie di provini prismatici, testati a flessione alla temperatura di esercizio di +30°C. La campagna sperimentale è stata condotta su 20 provini in calcestruzzo delle dimensioni di 600x150x80 mm (lpxh) rispettivamente, confezionati a pari mix design e maturati 28gg a temperatura ambiente. La configurazione del rinforzo è quella indicata in figura 6. Dopo 15gg dall'applicazione del rinforzo C-FRP, i provini sono stati suddivisi in 2 serie da 10. Una serie di provini è stata mantenuta a temperatura ambiente, quale riferimento. L'altra, invece, è stata sottoposta a trattamento termico (+30°C) secondo la seguente modalità: il provino, una volta strumentato, è stato chiuso all'interno di una camera coibentata, mantenuto per 1 ora alla temperatura di +30°C e quindi provato a flessione, mantenendo costante la temperatura di esercizio.

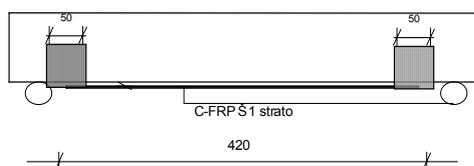


Figura 6 - Schema di rinforzo del sistema C-FRP

6.1 Risultati delle prove

Il diagramma in figura 7 mostra il confronto tra il valore del carico di rottura medio raggiunto dai provini rinforzati con C-FRP trattati a +30°C rispetto ai provini mantenuti a temperatura ambiente.

Dai risultati sperimentali si evince che i provini rinforzati ed esposti +30°C subiscono una perdita del carico di circa il 35%. Queste risultanze sperimentali sembrano indicare che, già a questa temperatura, l'interazione FRP-substrato subisce modifiche e si manifestino i primi fenomeni di scorrimento. Di conseguenza la perdita di aderenza tra composito e calcestruzzo determina un meccanismo di rottura fragile per delaminazione.

7. PBO-FRCM: VARIAZIONE DEL CARICO MASSIMO IN FUNZIONE DELLA TEMPERATURA, A PARI TEMPO DI ESPOSIZIONE

La campagna sperimentale è stata condotta su 50 provini in calcestruzzo delle dimensioni di 400x100x100 mm (lpxh) rispettivamente, confezionati a pari mix design e maturati 28gg a temperatura ambiente. I provini sono stati rinforzati impiegando il rinforzo PBO-FRCM, e mantenuti a temperatura ambiente. La configurazione del rinforzo è quella indicata in figura 8. Dopo 15gg dall'applicazione del rinforzo PBO-FRCM, i provini sono stati suddivisi in 5 serie da 10. Una serie di provini è stata mantenuta a temperatura ambiente, quale riferimento. Le rimanenti 4 serie di provini, invece, sono state sottoposte a trattamento termico compreso tra +20°C e +550°C per 1 ora. I provini, quindi, sono stati sottoposti a prova di flessione su quattro punti quelli trattati termicamente, allo scadere del tempo di esposizione stabilito, sono stati estratti dal forno, strumentati e testati.

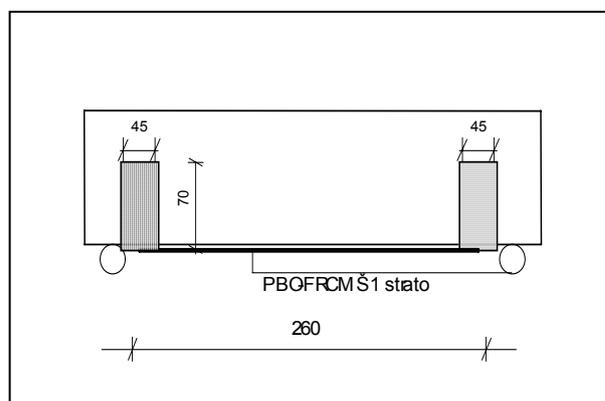


Figura 8 - Schema di rinforzo PBO-FRCM

7.1 Risultati delle prove

La tabella 1 riporta i valori medi del carico massimo raggiunto dai provini rinforzati con PBO-FRCM e mantenuti alle diverse temperature di esercizio (per 1 ora) e l'incremento di detto valore rispetto al provino non rinforzato (vedi paragrafo 3 della memoria).

E' importante sottolineare che il calcestruzzo non rinforzato esposto a temperature superiori a +130°C subisce un decremento delle sue proprietà meccaniche. In particolare, come già ampiamente spiegato nel paragrafo 3, la resistenza a flessione decade in modo drastico con l'aumentare della temperatura.

I dati sperimentali evidenziano che il rinforzo PBO-FRCM apporta alla struttura in calcestruzzo il proprio beneficio in termini di incremento del carico anche in condizioni di esposizione a temperature elevate. Da notare il comportamento del rinforzo PBO-FRCM a +550°C: in queste condizioni termiche il calcestruzzo non rinforzato ha perso completamente la propria resistenza a flessione, mentre il corrispondente provino rinforzato con PBO-FRCM mostra un incremento del 173%. Questo fenomeno si spiega in quanto a questa temperatura il rinforzo è in grado di contrastare completamente i fenomeni di scollamento tra pasta cementizia ed inerti (che a +550°C sono massimi).

Tabella 1 - Valori medi di carico massimo del rinforzo C-FRP, rispetto al calcestruzzo non rinforzato, in funzione della temperatura

PROVINI	Temperatura	Carico Max Cls non rinforzato	Carico Max Rinforzo PBO-FRCM	Δ Carico
	°C	kN	kN	%
SERIE 1	20	10,5	23,26	+121,5
SERIE 2	130 per 1h	10,5	23,42	+123
SERIE 3	180 per 1h	4,95	9,66	+95,1
SERIE 4	350 per 1h	3,71	5,98	+61,2
SERIE 5	550 per 1h	1,55	4,24	+173

8. FRP E FRCM: VARIAZIONE DEL CARICO MASSIMO IN FLESSIONE A +80°C E 100% U.R.

Particolare interesse acquisisce, inoltre, la valutazione degli effetti dell'umidità, che può costituire un importante fattore di coazione unitamente alla temperatura [8].

Alcuni provini di calcestruzzo rinforzati rispettivamente con FRP e FRCM, sono stati sottoposti ad un ciclo termoigrometrico (+80°C e 100% di umidità relativa - U.R. -) per valutare, in funzione del tempo, il mantenimento del carico massimo in flessione. Il test è stato eseguito su 120 provini in calcestruzzo delle dimensioni di 400x100x100 mm (lpxh), confezionati a pari mix design e maturati 28gg a temperatura ambiente. I provini sono stati suddivisi in 12 serie da 10 provini cadauna, ognuna delle quali è stata trattata con trattamento termico/igrometrico specifico. In figura 9 è riportata la configurazione di rinforzo utilizzata per PBO-FRCM e per C-FRP. Alla scadenza programmata (28 gg e 60 gg), tutti i provini sono stati sottoposti a prova di flessione su quattro punti; nel caso dei provini trattati a +80°C, essi sono stati raffreddati prima di procedere alla prova di flessione.

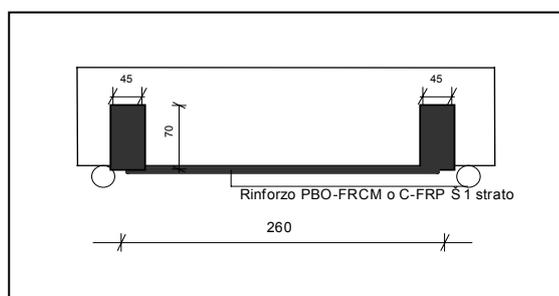


Figura 9 - Schema di rinforzo

8.1 Risultati delle prove

La tabella 2, riporta i valori medi del carico massimo raggiunto dai provini rinforzati con PBO-FRCM o con C-FRP rispetto al provino non rinforzato, per le condizioni

termoigrometriche di +23°C e 55% di U.R. trattati per 28gg e 60gg. Nella medesima tabella è indicato, inoltre, l'incremento del carico ottenuto con il rinforzo.

La tabella 3, invece, riporta i valori medi del carico massimo raggiunto dai provini rinforzati con PBO-FRCM o con C-FRP rispetto al provino non rinforzato, per le condizioni termoigrometriche di +80°C e 100% di U.R. trattati per 28gg e 60gg. Nella medesima tabella è indicato, inoltre, l'incremento del carico ottenuto con il rinforzo.

Il test di durabilità al vapore mostra che il rinforzo PBO-FRCM non subisce alcuna alterazione dovuta alle condizioni termoigrometriche cui è stato esposto (+80°C e 100% UR, +23°C e 55% UR), anche per tempi prolungati di trattamento. Il rinforzo C-FRP, invece, quando viene esposto alla temperatura di +80°C e 100% di umidità relativa perde la quasi totalità della propria efficacia. Dai risultati sperimentali si evidenzia che la particolare matrice cementizia del rinforzo PBO-FRCM svolge una doppia azione protettiva nei confronti della fibra di PBO: la prima riguarda le proprietà idrorepellenti della matrice che evita il contatto tra la fibra di PBO e l'umidità. La seconda è quella di isolare la fibra dalle escursioni termiche anche a temperature elevate.

Tabella 2 - Valori medi di carico massimo dei rinforzi PBO-FRCM e C-FRP, rispetto al calcestruzzo non rinforzato, alle condizioni di +23°C e 55% U.R.

CONDIZIONI TERMICHE: +23°C e 55% U.R.				
PROVINI	Tipo di rinforzo	Durata	Carico Massimo	Δ Carico
		gg	kN	%
SERIE 1	No rinforzo	28gg	10,65	===
SERIE 2	No rinforzo	60gg	10,62	===
SERIE 5	PBO-FRCM	28gg	23,50	+120,7
SERIE 6	PBO-FRCM	60gg	23,34	+119,8
SERIE 9	C-FRP	28gg	23,42	+119,9
SERIE 10	C-FRP	60gg	23,25	+118,9

Tabella 3 - Valori medi di carico massimo dei rinforzi PBO-FRCM e C-FRP, rispetto al calcestruzzo non rinforzato, alle condizioni di +80°C e 100% U.R.

CONDIZIONI TERMICHE: +80°C e 100% U.R.				
PROVINI	Tipo di rinforzo	Durata	Carico Massimo	Δ Carico
		gg	kN	%
SERIE 3	No rinforzo	28gg	10,56	===
SERIE 4	No rinforzo	60gg	10,44	===
SERIE 7	PBO-FRCM	28gg	23,28	+120,4
SERIE 8	PBO-FRCM	60gg	23,08	+121,1
SERIE 11	C-FRP	28gg	10,80	+2,3
SERIE 12	C-FRP	60gg	10,66	+2,1

8.2 Discussione dei risultati

L'analisi dei dati ottenuti dall'ampia campagna prove condotta, ci ha permesso di puntualizzare alcune osservazioni.

- Il sistema PBO-FRCM, nelle condizioni termiche di +20°C, eguaglia le prestazioni meccaniche di un C-FRP unidirezionale in fibra di carbonio (fig. 10).
- Le proprietà meccaniche del rinforzo PBO-FRCM non sono influenzate dalle alte temperature e dal fuoco, essendo la matrice legante di natura inorganica. Il grafico

di figura 11 riassume sinteticamente i risultati ottenuti. In particolare si evidenzia, in funzione della temperatura, l'incremento di carico del provino rinforzato con PBO-FRCM rispetto a quello non rinforzato.

- Il rinforzo C-FRP perde circa l'80% delle prestazioni meccaniche dopo 7 ore a 45°C ed il 100% dopo 1 ora a 80°C come conseguenza della scarsa resistenza al calore della resina epossidica di cui è costituita la matrice legante. Le figure 12 e 13, di seguito riportate, mostrano sinteticamente i risultati ottenuti.

- Il rinforzo PBO-FRCM esposto per lunghi periodi di tempo (28gg e 60gg) alle condizioni termoigrometriche di +80°C e 100% di U.R. non subisce alcuna alterazione delle proprie caratteristiche meccaniche. Il rinforzo C-FRP, invece, in queste condizioni perde quasi il 100% della sua efficacia, come conseguenza della scarsa resistenza al calore ed all'umidità della resina epossidica di cui è costituita la matrice legante. Le figure 14 e 15 mostrano sinteticamente i risultati ottenuti.

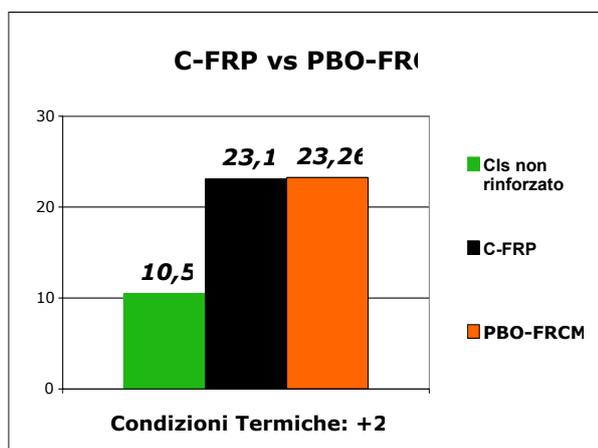


Figura 10 - C-FRP vs PBO-FRCM

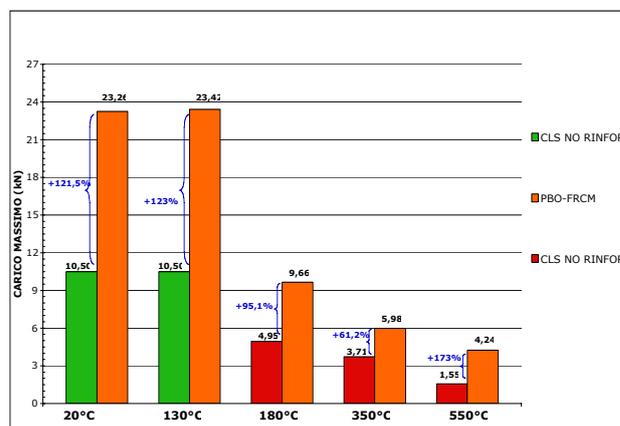


Figura 11 - PBO-FRCM: carico massimo in funzione della temperatura

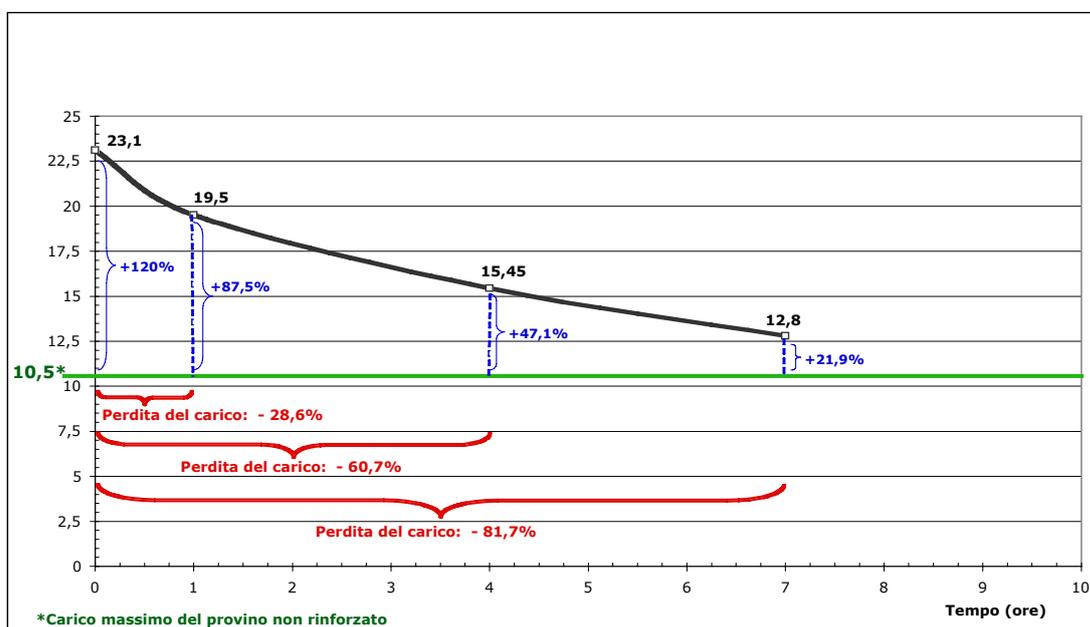


Figura 12 - C-FRP: Carico massimo in funzione del tempo a pari temperatura di esposizione (T= 45°C)

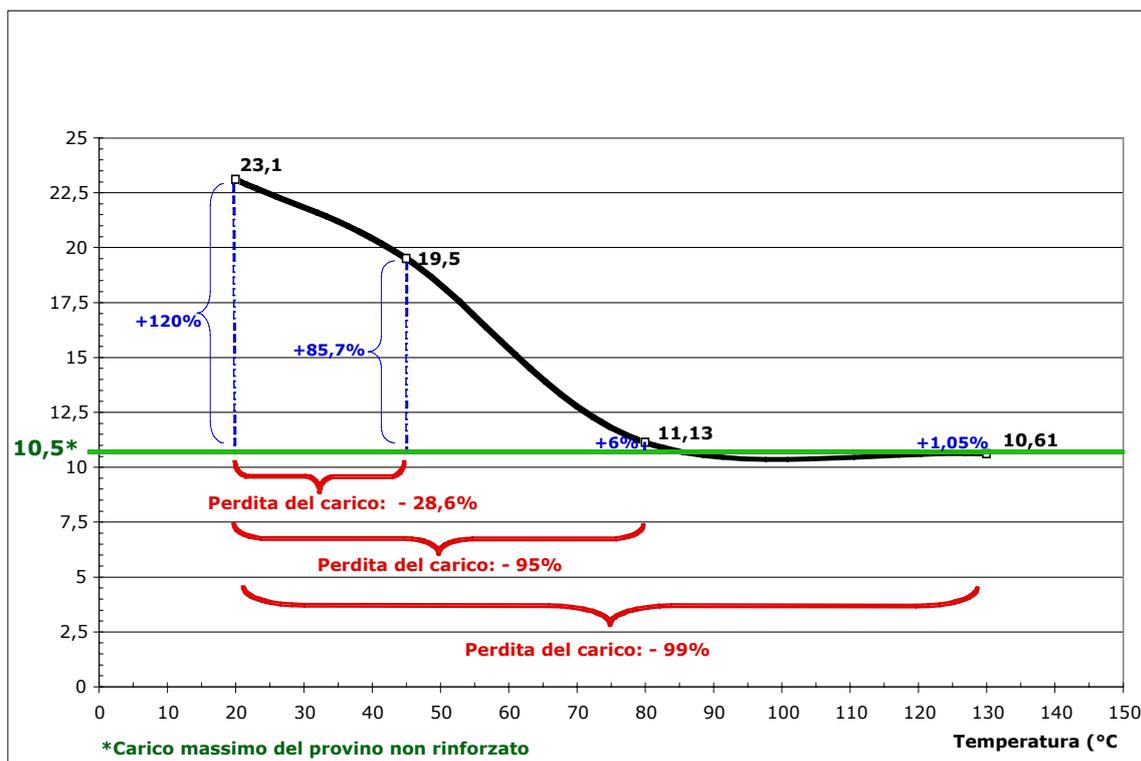


Figura 13 - C-FRP: Carico massimo in funzione della temperatura a pari tempo di esposizione (1 h)

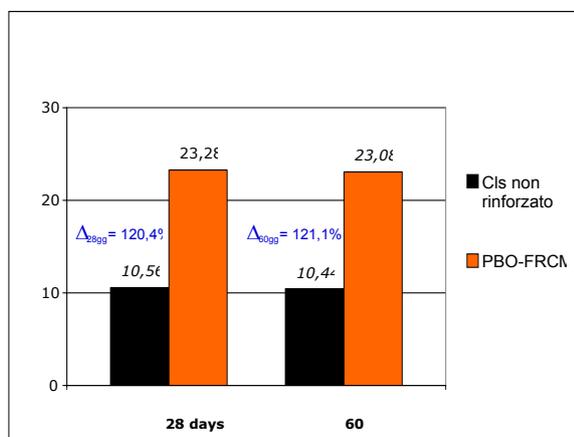


Figura 14 - PBO-FRCM: carico massimo in flessione a + 80°C e 100% U.R.

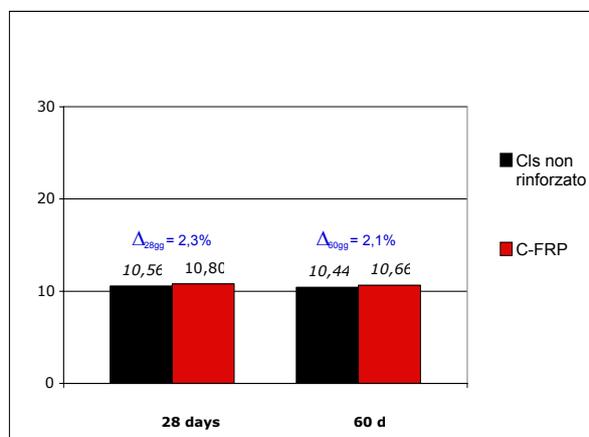


Figura 15 - C-FRP:carico massimo in flessione a +80°C e 100% a U.R.

9. CONCLUSIONI

Queste prime osservazioni rilevabili dalla sperimentazione condotta, ci inducono a proseguire nell'indagine del comportamento dei rinforzi FRP e FRCM, quando essi vengono sottoposti in esercizio a particolari condizioni termoisometriche. In particolare obiettivo delle future sperimentazioni sarà la valutazione degli effetti dell'umidità come causa diretta dell'innescio del fenomeno di delaminazione intermedia prematura all'interfaccia adesiva nei rinforzi FRP. Inoltre, un'altra indagine sperimentale riguarderà il comportamento in esercizio di elementi in c.a. rinforzati con FRP o FRCM esposti al calore.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CNR-DT 200/2004. Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento di Intervento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.
- [2] QUADERNO TECNICO RUREDIL n° 5 (2006), Milano
- [3] DI TOMMASO, A., FOCACCI, F., MANTEGAZZA, G., GATTI, A. (2007) - FRCM versus FRP composites to strengthening of RC beams: a comparative analysis, *Proceedings of 8th International Symposium FRPRCS*, Thanasis C. Triantafyllou, Patras
- [4] DI TOMMASO, A., FOCACCI, F., MANTEGAZZA, G.,

- GATTI, A. (2007) – Rinforzo di travi di calcestruzzo armato con PBO-FRCM: prove di flessione e di aderenza, *Giornate AICAP 2007. 24° Convegno Nazionale. L'innovazione delle strutture in calcestruzzo nella tradizione della scienza e della tecnica. Sicurezza di costruzione e sicurezza di servizio*, Salerno
- [5] RILEM (1985) - Properties of Materials at High Temperatures: Concrete – Dept. Of Civil Eng. of the University of Kassel, German
- [6] EUROCODE 2 – EN 1992-1-2 (2005) - Design of Concrete Structures, part 1.2: General Rules – Structural Fire Design
- [7] BAZANT, Z. P., KAPLAN, M. F. (1996) - Concrete at High Temperatures: Material Properties and Mathematical Models, Longman, Halow
- [8] BUYUKOZTURK, O. (2007) - How durable is FRP-plated concrete under moisture? *Proceedings of International Symposium FRPRCS*, Patras

ADEGUAMENTO STATICO MEDIANTE PRECOMPRESSIONE ESTERNA DEL PONTE FERROVIARIO SUL TERDOPPIO

Nicola Meistro¹, Giovanni Malavenda², Antonino Recupero³ e Cosimo D. Scilipoti⁴

1 Cav.To.Mi – Consorzio Alta Velocità Torino Milano – Via Case Sparse S. Antonio, 21 – Novara (NO)

2 Prometeo Engineering s.r.l. – Corso XXIII Marzo, 168 – Novara (NO)

3 Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Messina, C.da di Dio - Vill. S. Agata -Messina

4 R&S Engineering s.r.l. – via S. Francesco di Paola, 264 – Barcellona (ME)

SOMMARIO

La tecnologia della precompressione esterna è ormai sempre più utilizzata negli interventi di ripristino ed adeguamento di strutture esistenti. In particolare tale tecnica di rinforzo si applica con successo a strutture da ponte e nel seguito verrà illustrato un caso di utilizzo reale di essa su una struttura ferroviaria. Nell'ambito dei lavori di realizzazione della linea Torino-Novara, il Consorzio Cav.TO-MI ha avuto la necessità di utilizzare il ponte "Terdoppio" per il transito dei convogli ferroviari che servivano alla posa dell'armamento della linea. Per la progettazione del sistema di adeguamento si è tenuto conto dell'effetto combinato di precompressione aderente e non aderente, facendo uso anche dei modelli d'interazione tra le diverse caratteristiche di sollecitazione così come proposto di recente in letteratura. Il ponte è oggi in servizio e l'intervento di rinforzo ha comportato una sostanziale economia nei costi.

SUMMARY

The technology of external prestressing is now used more and more in reparation and adjustment of existing structures. Particularly this technique of reinforcement is applied with success to bridge structures and, in the following, a real case of this technique will be illustrated on a railway bridge. During the construction of the railway line Turin-Novara, the Consortium Cav.TO-MI had the necessity to utilize the bridge "Terdoppio" for the transit of the railway trains that had to serve to the placing of the equipment of the railway line. For the design of the reinforcement system, has been taken into account the presence of bonded and unbonded prestressing, also making use of some models of interaction between the different internal forces as proposed recently in literature. Today the bridge of "Terdoppio" is in service and the reinforcement has involved a substantial economy in the costs.

1. INTRODUZIONE

La precompressione esterna, che negli anni '30 era usata come principale tecnologia di presollecitazione del calcestruzzo, da qualche anno viene impiegata su larga scala nuovamente anche come tecnica di riabilitazione e/o adeguamento strutturale.

Inoltre, nell'ambito delle nuove costruzioni da ponte, per strutture di media e grande mole, la precompressione a cavi esterni è la tecnologia che appare destinata alla maggiore crescita futura.

La differenza principale di questa tecnologia rispetto a quella interna e aderente consiste, non tanto nella posizione dei cavi, quanto, nella congruenza delle deformazioni tra l'armatura di precompressione e le fibre di calcestruzzo adiacenti.

Infatti, i cavi sono ancorati alle testate, fissate alle estremità della trave o in posizione intermedia, ed il loro andamento lungo la trave è modulato tramite l'uso di deviatori che conferiscono al cavo la forma di una spezzata poligonale.

Tale tecnica di rinforzo si applica con successo a strutture da ponte e nel seguito verrà illustrato un caso di utilizzo reale di essa su una struttura ferroviaria.

Nell'ambito dei lavori di realizzazione della linea A.C. TORINO-NOVARA, il Consorzio Cav.TO-MI, General Contractor dell'opera, nel 2006 ebbe la necessità di utilizzare il ponte in oggetto per il transito dei convogli ferroviari che servissero alla posa dell'armamento della linea.

Il ponte "stradale" sul torrente Terdoppio, realizzato sul prolungamento della strada vicinale della Mareta, era stato costruito agli inizi degli anni settanta ed era costituito da un impalcato di sei travi precomprese e sei traversi gettati in opera.

Le analisi preliminari, evidenziarono che la struttura esistente non era idonea a consentire il transito dei convogli ferroviari ed era quindi necessario o il suo adeguamento o la sua sostituzione.

Si valutarono le due soluzioni anche dal punto di vista economico e dei tempi ed alla fine la Committenza scelse di intraprendere la strada del rinforzo e dell'adeguamento.

L'intervento d'adeguamento fu progettato e poi realizzato nel modo meno invasivo possibile, interferendo il meno possibile sulla struttura esistente così come imposto dalla Committenza, con la quale furono concertate le seguenti fasi:

- eliminazione della sovrastruttura stradale e scarifica della soletta esistente;
- realizzazione di una nuova soletta di spessore 25 cm all'estradosso della soletta esistente in grado di sopportare i nuovi carichi locali ferroviari e collegata alla struttura sottostante tramite opportuni connettori;
- realizzazione di un sistema di precompressione esterna utilizzando 10 cavi da 8 trefoli 0.6" (due per trave d'impalcato) deviati tramite dei rinvii metallici passanti sui traversi di campata ed ancorati nei traversi d'appoggio rinforzati.

Le travi principali esistenti erano state realizzate con la tecnica della precompressione pretesa dalla SCAC Milano.

La fase di verifica e la susseguente fase di progettazione d'adeguamento fu preceduta da una estesa campagna di indagini non distruttive che permise una migliore calibrazione delle scelte operate successivamente.

Per la progettazione del sistema di adeguamento si tenne conto dell'effetto combinato di precompressione aderente pretesa e di quella non aderente post-tesa, secondo le più recenti indicazioni riportate in letteratura, con particolare riguardo agli effetti di non aderenza della armatura di precompressione sullo stato limite ultimo anche in presenza di sollecitazioni combinate di taglio e momento.

2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

2.1 Struttura esistente

La struttura esistente della classica tipologia a travata era costituita da sei travi prefabbricate e precomprese a doppio T, dalla soletta e da sei traversi in calcestruzzo armato entrambi gettati in opera.

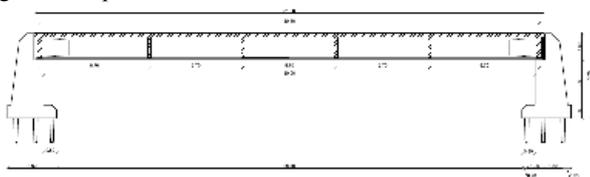


Figura 1 – Sezione longitudinale della struttura esistente

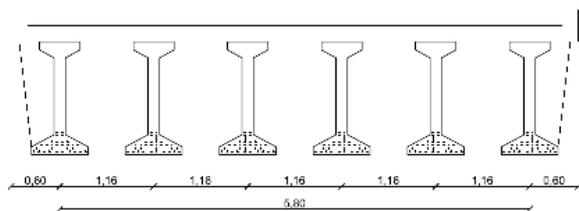


Figura 2 – Sezione trasversale della struttura esistente

L'opera progettata secondo le Circ. 384/1962 e 1398/1965 del Min. LL.PP. era un ponte stradale sul torrente Terdoppio, realizzato sul prolungamento della strada vicinale della Maretta. Fu costruito e collaudato agli inizi degli anni settanta.



Figura 3 – Battuta sclerometria sulla soletta

La Committenza, nell'ambito della organizzazione del cantiere, avendo la necessità di predisporre un ponte ferroviario per il superamento del torrente stesso, aveva preso in considerazione diverse ipotesi: i) l'utilizzo del ponte stradale senza sostanziali interventi di adeguamento; ii) il

rinforzo dell'opera che però evitasse l'ingombro in alveo; iii) la sostituzione del manufatto con una struttura progettata allo scopo, utilizzando le spalle, eventualmente rinforzate.

La scelta fu operata su esigenze statiche e vincoli economici che pur assicurando un sufficiente livello di sicurezza garantissero il successivo riutilizzo dopo lo smantellamento del cantiere per la funzione che originariamente il manufatto svolgeva.

Per una migliore calibrazione del progetto di adeguamento si cercò di rintracciare i documenti allegati al progetto originario e le prove di carico eseguite sulla struttura durante i collaudi.

Comunque ad integrazione dei documenti d'archivio si scelse di programmare una campagna di indagini non-distruttive sul calcestruzzo ed in particolare alcuni carotaggi sulla soletta esistente integrate da prove del tipo SONREB anche sulla trave e sui traversi.

L'incrocio di dati derivanti dalle battute sclerometriche ed dalle indagini ultrasoniche permise con le relazioni presenti in letteratura una stima indiretta della resistenze che avrebbero potuto essere attribuite alle diverse parti della struttura.

Per il calcestruzzo delle travi, a seguito della serie di prove distruttive e semi-distruttive eseguite, fu ragionevole assumere per il calcestruzzo delle travi esistenti un materiale di classe C35/45 tipico dell'industria di prefabbricazione di quel periodo.

Dal rilievo diretto e dai disegni di progetto si dedusse che l'impalcato presentava una luce netta tra gli appoggi di 30,50 m. Le travi prefabbricate erano di altezza 140 cm ed erano state precomprese con il metodo della pre-tensione con 38 trefoli di area unitaria pari a $0,93 \text{ cm}^2$ con carico di rottura di 1750 N/mm^2 .

I trefoli avevano un andamento ad asse spezzato con tratto centrale rettilineo per una lunghezza pari a 6 m.



Figura 4 – Battuta ultrasoniche sulla soletta

La soletta aveva uno spessore di 20 cm, ed era stata gettata in opera utilizzando delle piastre in c.a.v. come cassero. Per il calcestruzzo della soletta, alla luce dei risultati delle carote prelevate e delle prove distruttive e semi-distruttive eseguite, fu ragionevole assumere per il calcestruzzo un materiale di classe C20/25.

L'armatura presente nella soletta esistente consisteva:

- per la direzione longitudinale, in $1\phi 12$ in asse alla trave e $2+4\phi 8$ per ciascun tratto compreso tra le travi principali;
- per la direzione trasversale in $5+5\phi 12$ al metro.

I traversi in campata avevano uno spessore 20 cm mentre per quelli agli appoggi lo spessore è di 30 cm. Essi erano armati con $3\phi 24$ all'intradosso e $2\phi 24$ all'estradosso (fig.3).

I calcoli di verifica a seguito dei dati forniti dalle analisi preliminari, evidenziarono che la struttura esistente non era

ideale a consentire il transito dei convogli ferroviari quali richiesti dalle specifiche ed era quindi necessario o l'adeguamento o la sostituzione.

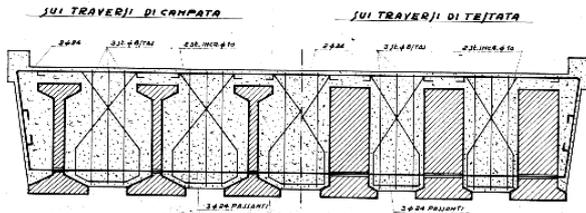


Figura 5 - Sezione dei trasversi

Si valutarono quindi le due soluzioni anche dal punto di vista economico e dei tempi. Alla fine la Committenza scelse di intraprendere la strada dell'adeguamento parziale.

Infatti la specifica prevedeva il passaggio rispettivamente di:

- un treno per il collaudo delle opere progettate per l'Alta Velocità composto di 24 assi da 210 kN cadauno per un totale di 5040 kN, in quanto questo treno poteva essere attrezzato facilmente nel campo ballast e attraversando il ponte di Terdoppio avrebbe potuto raggiungere la linea;
- un treno equivalente al LM71 ridotto all'83% come previsto dalle istruzioni ITALFERR [1] per ponti di Cat. B;
- un treno di ballastiere schematizzato come in fig. 6, per tale modello di carico, si considerò il carico complessivo di 800 kN su quattro assali.

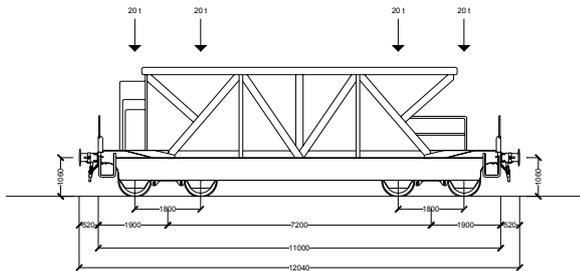


Figura 6 - Carro ballastiera tipo

2.2 Proposta progettuale d'intervento

Si valutarono attentamente diverse ipotesi di adeguamento:

- la realizzazione di una struttura metallica sottostante della tipologia a cavalletto;
- il rinforzo delle travi principali con lamelle di FRP sull'intradosso;
- il rinforzo delle travi principali ricorrendo ad un sistema di precompressione non aderente ed esterna alla sezione di calcestruzzo.

La prima ipotesi progettuale fu scartata in quanto avrebbe impegnato l'alveo e l'Autorità di Bacino non riteneva opportuno rilasciare il nulla osta.

La seconda fu scartata perché incapace di fornire ulteriori risorse per il contenimento della fessurazione, a meno che non si ricorresse alla pretensione delle armature in fibra di carbonio.

La scelta cadde sulla terza ipotesi progettuale ma apparve chiaro che le richieste avrebbero comportato una spesa eccessiva rispetto alle previsioni fatte in fase di pianificazione delle risorse.

Pertanto si scelse di adeguare solo parzialmente l'opera, permettendo il transito dei treni di cui al punto b) e c) totalmente e solo parzialmente quello di cui al punto a), ridotto

al 60%, riservandosi il ricarico al 100% dopo il transito dello stesso sul ponte di Terdoppio.

Si decise quindi di intervenire con la realizzazione di un sistema di precompressione esterna che prevedesse la messa in opera di dieci cavi esterni di otto trefoli 0.6" ciascuno che, partendo dai trasversi di testata, già rinforzati per alloggiare le testate, fossero rinviati dai primi trasversi intermedi incontrati (quelli di 3/4) che furono protetti da selle metalliche di deviazione.

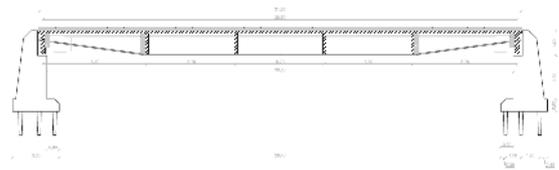


Figura 7 - Schema di intervento



Figura 8 - Ponte di Terdoppio- vista dei cavi e selle di rinvio

Al fine di razionalizzare le operazioni di adeguamento si scelse di procedere secondo le seguenti fasi esecutive:

- rimozione della pavimentazione esistente fino ad estradosso soletta e scarifica della stessa;
- esecuzione degli inghisaggi dei connettori per la soletta integrativa;
- posizionamento dell'armatura e getto della soletta integrativa;
- stesa della quota di ballast previsto per zavorrare la struttura;
- demolizione del paraghiaia e preparazione del piano di lavoro sulle spalle a quota appoggio esistente;
- perforazione dei trasversi di testata per alloggiamento trefoli integrativi;
- posizionamento delle testate di tesatura e delle armature di frattaggio, getto integrativo dei trasversi di testata;
- installazione delle selle metalliche di deviazione sotto i trasversi ai 3/4;
- posa dei trefoli integrativi e realizzazione dei cavi esterni;
- tesatura dei nuovi cavi fino ai tassi iniziali previsti;
- getto dei nuovi paraghiaia;
- riempimento a tergo dei paraghiaia con misto cementato;
- posa dei giunti e dei coprigiunti;
- posa dell'armamento.
- collaudo finale

Per ogni fase di costruzione furono eseguite le relative verifiche.

Per la nuova soletta, resasi necessaria a sopportare azioni locali maggiori rispetto a quelle precedenti, si utilizzò un calcestruzzo di classe C35/45. Essa fu progettata con uno spessore di 25 cm.

Si utilizzarono armature $\phi 14/25$ cm superiori ed inferiori in direzione trasversale, e $\phi 12/25$ cm superiori ed inferiori in direzione longitudinale.

La nuova soletta incrementò l'altezza totale delle sezioni trasversali delle travi con un notevole miglioramento in termini di rigidità e di capacità portante.

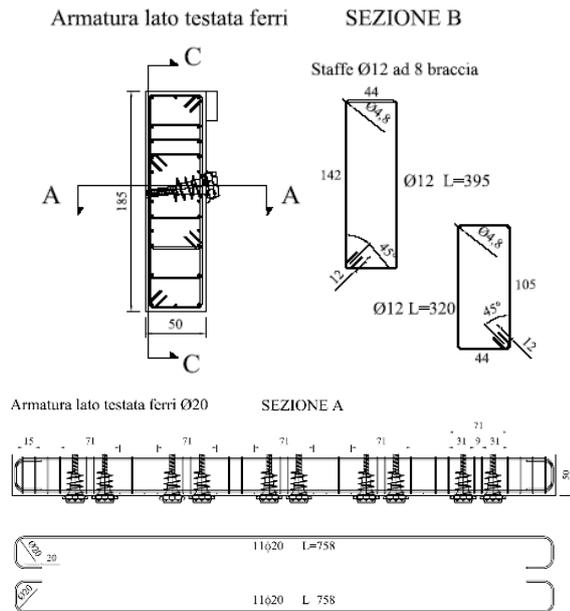


Figura 9 – Particolare esecutivo dei traversi d'ancoraggio

Per la precompressione esterna delle travi principali furono utilizzati 10 cavi da 8 trefoli 0,6" del tipo TESIT con testate Mobili "ZPG806", tiro iniziale per cavo $N_{p_{inz}} = 1491$ kN (152 ton) e tiro massimo in esercizio $N_{p_{esr}} = 1177$ kN (120 ton).



Figura 10 – Vista parziale dal basso dell'intervento

I cavi furono deviati tramite dei rinvii in acciaio realizzati a tergo di quei traversi di campata prossimi agli estremi. I suddetti cavi infine furono ancorati nei traversi d'appoggio,

rinforzati per consentire l'alloggiamento delle testate di precompressione.

La presenza di un sistema di cavi inclinati non aderenti che si aggiungeva al sistema di trefoli aderenti interni precedentemente esistenti permise, anche in presenza di un incremento delle azioni veicolari, di non introdurre armatura trasversale (staffe) aggiuntiva.

Particolare cura si pose nella progettazione dei sistemi di connessione tra la nuova e la vecchia soletta, infatti, le sollecitazioni taglianti, in assenza di idoneo sistema di rinforzo, avrebbero prodotto uno scorrimento e il distacco tra la soletta gettata in opera successivamente e quella preesistente.

A presidio della connessione tra i due getti si progettò e predispose una idonea armatura che fu dimensionata solo con una aliquota dello scorrimento presente a pieno carico.

Infatti, per questo motivo, ed al fine di contenere lo sforzo sui connettori fin dagli stadi di esercizio, si decise di prendere in conto gli effetti di attrito tra i due getti.

Questo comportò una riduzione delle armature di connessione e quindi un minor disturbo delle strutture esistenti conseguenti a un minor impatto nelle operazioni di realizzazione dei fori per l'ancoraggio delle stesse.

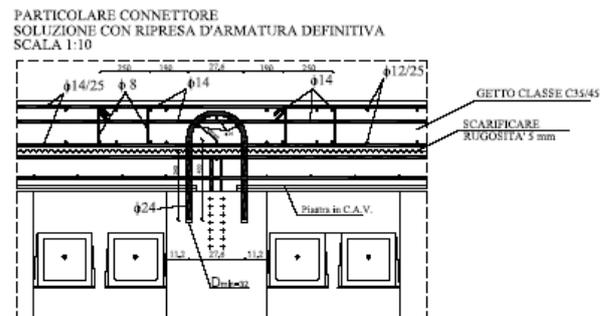


Figura 11 – Particolare esecutivo dei connettori



Figura 12 – Posa in opera delle armature sulla nuova soletta.

Per migliorare l'aderenza tra il vecchio ed il nuovo getto si misero in atto due diversi accorgimenti:

- incremento di scabrezza con trattamento di scarifica dell'estradosso della soletta esistente;
- utilizzo di calcestruzzo con additivo espansivo, per il getto della nuova soletta, che generò in presenza dei connettori un benefico stato di compressione del nuovo getto sulla soletta esistente.

Visto l'incremento delle azioni veicolari particolare attenzione si pose per la verifica dello scarico in fondazione delle spalle esistenti.



Figura 13 – Particolare della sella di rinvio.

Il sistema di fondazione delle stesse era costituito da una palificata 20 pali infissi disposti su tre file parallele rispettivamente di sette, sei e sette elementi. Dall'analisi dei documenti di collaudo dei pali si evidenziò come questo sistema fondale fosse in grado di resistere all'incremento delle azioni. Pertanto si scelse di non prevedere interventi di rinforzo per le fondazioni delle spalle.

Infine si progettaroni i paraghiaia che erano stati demoliti per permettere il rinforzo dei traversi, l'alloggiamento delle testate ed il tesaggio delle armature.

La realizzazione degli stessi richiese l'inghisaggio delle armature di continuità sul piano di posa delle spalle.

Le armature tennero conto dell'incremento delle azioni a tergo dei paraghiaia.

3. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

3.1 Interazione momento flettente - taglio

Come spesso accade nei settori costruttivi nei quali l'evoluzione tecnologica può precedere quella tecnica, non si è ancora assistito ad una completa razionalizzazione degli aspetti concettuali atti a definire il comportamento in prossimità del suo stato limite ultimo [2], [3], per i manufatti che presentano un sistema di precompressione non aderente ed esterna alla sezione di calcestruzzo.

Infatti la mancanza di congruenza tra le armature di precompressione non aderente e le sezioni trasversali della sezione di calcestruzzo comporta un ridotto sfruttamento delle prestazioni dell'acciaio ad alto limite elastico dei trefoli esterni. Peraltro in questo caso si era in presenza di una doppia tipologia di precompressione infatti le travi presentavano già una armatura di precompressione di tipologia aderente pre-tesa.

La mancanza di congruenza di aderenza rende il tiro delle armature praticamente costante e questo comporta sicuramente una minore capacità portante in termini flessionali rispetto al caso di completa aderenza come peraltro è immediatamente intuibile.

Ma è noto come, allo stato limite ultimo, per strutture in calcestruzzo armato ordinario e precompresso, le diverse caratteristiche di sollecitazione taglio (V), momento flettente (M) entrano in interazione l'una con l'altra.

Sull'interazione M-V, limitatamente al caso di strutture provviste di armatura ordinaria sono disponibili in letteratura diversi contributi [4], [5], [6], [7], relativi sia a travi con sezione rettangolare, a T e doppia T. Questi modelli prendono il via da due diversi approcci, quello seguito dalla classica impostazione americana da una parte e quello, invece, di

impostazione europea degli "stress fields" che ha inizio con il celebre lavoro di Bach et al. [8].

Sulla scorta delle risultanze dei precedenti lavori scientifici a partire dal 2005 è stato evidenziato in [9] e poi meglio in [10] ed [11] in come una struttura precompressa ad armatura resa aderente, in relazione alla concomitante sollecitazione tagliante, abbia margini di sicurezza diversi a quelli forniti da una trave nella quale l'armatura non sia aderente.

Ciò è stato possibile, quindi, con una sostanziale modifica, sul modello già formulato per strutture con armatura ordinaria, adattandolo al caso di strutture precomprese sia in presenza che in assenza di aderenza. La validazione della proposta d'estensione del modello alle strutture precomprese con cavi esterni è stata effettuata con il confronto tra i risultati forniti dai modelli e quelli di alcune prove sperimentali fornite dalla letteratura [12], [13] e [14].

Per il progetto dell'intervento di adeguamento si è tenuto conto dei fenomeni di interazione indicati in precedenza effettuando le verifiche di SLU sulla base del modello proposto in [10] e [11].

3.2 Modello analitico

Il modello analitico propone un approccio plastico per il quale si individua una soluzione staticamente ammissibile, in applicazione del secondo teorema della plasticità.

La sezione trasversale della trave da ponte viene suddivisa in strati ed a ciascun strato si attribuisce un campo di tensioni costante (Figure 14).

La capacità portante ultima di una trave in precompresso in questa maniera può essere valutata usando un modello a cinque strati con i seguenti contributi di calcestruzzo e rinforzo metallico:

- le flange in calcestruzzo e le zone d'anima limitrofe (di spessore z_1 e z_2) sono soggette solo a sforzi normali;
- la parte centrale d'anima (di spessore z_3) è soggetta ad uno sforzo di compressione uniforme che agisce con un angolo ϑ rispetto alla direzione longitudinale; questo angolo è variabile e non fissato a priori;
- le armature longitudinali della trave posizionate nelle flange e nell'anima e le staffe sono soggette a tensioni normali e non forniscono resistenza trasversale per effetto spinotto;
- la presenza delle armature fornisce dei campi di tensione aggiuntivi che si assumono uniformemente distribuiti.

Quindi nel seguito si indicheranno rispettivamente con σ_{fb} , σ_{wb} , σ_{w1} , σ_{w2} le tensioni nelle flange e nelle zone d'anima ad esse limitrofe. Queste tensioni tengono conto del contributo delle armature diffuse. Nel tratto centrale d'anima sarà presente un campo di tensione composto da tensioni normali e tangenziali σ_{w3} e τ .

Il collasso dell'elemento strutturale avverrà o per rottura del calcestruzzo a compressione monodirezionale f_{cd1} o per compressione bidirezionale f_{cd2} o per snervamento delle armature f_{yd} .

Per risolvere il problema occorre soddisfare le condizioni statiche che seguono.

- nelle flange superiori ed inferiori:

$$-(f_{cd1} + \rho_{ft} f_{yd}) \leq \sigma_{ft} \leq \rho_{ft} f_{yd} \quad (1a)$$

$$-(f_{cd1} + \rho_{fb} f_{yd}) \leq \sigma_{fb} \leq \rho_{fb} f_{yd} \quad (1b)$$

- negli strati più esterni dell'anima:

$$-(f_{cd1} + \rho_{w1} f_{yd}) \leq \sigma_{w1} \leq \rho_{w1} f_{yd} \quad (2a)$$

$$-(f_{cd1} + \rho_{w2} f_{yd}) \leq \sigma_{w2} \leq \rho_{w2} f_{yd} \quad (2b)$$

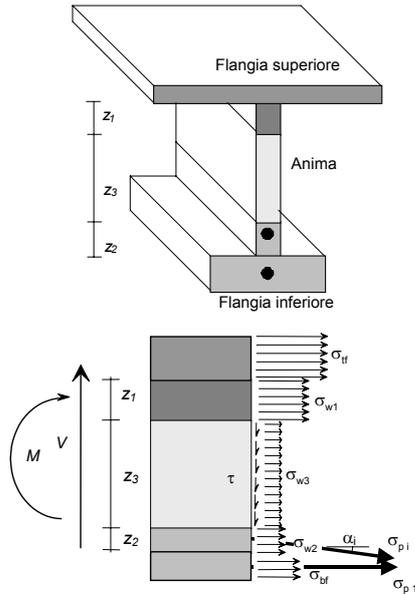


Figura 14 – Schema di distribuzione dei campi di tensione

- nello strato centrale d'anima:

$$-(\sigma_{w3} + \rho_{wl} f_{yd}) \tan \vartheta \leq \tau \leq (-\sigma_{w3} + \rho_{wl} f_{yd}) \tan \vartheta \quad (3a)$$

$$\tau \leq \rho_{wt} f_{yd} \cot \vartheta \quad (3b)$$

$$\tau \leq f_{cd2} \sin \vartheta \cos \vartheta \quad (3c)$$

Inoltre, le armature di precompressione inclinate di un angolo α_i sono soggette ad una forza assiale, che si prende in conto separatamente dai campi di tensione sopra indicati.

Nel caso di armature aderenti la tensione delle armature sarà governata dalla seguente disequaglianza:

$$\sigma_{pi,a} \leq f_{pd} \quad (4a)$$

che nel caso di armature non aderenti diventa una eguaglianza:

$$\sigma_{pi,n} = \sigma_{pzo} \quad (4b)$$

dove con σ_{pzo} si indica la tensione nel cavo esterno a cadute e perdite scontate.

Nelle precedenti si sono indicate con ρ_{fs} , ρ_{fb} e ρ_{wl} rispettivamente le percentuali geometriche di armatura longitudinale delle flange e d'anima e con ρ_{wt} la percentuale geometrica delle staffe.

Scritte le equazioni cardinali di equilibrio si ottengono le tre caratteristiche di sforzo interno:

$$M_{Rd} = \int_S \sigma y dS + \sum_{n_p} A_{pi} y_{pi} \sigma_{pi} \cos \alpha_i \quad (5a)$$

$$V_{Rd} = \int_S \tau dS + \sum_{n_p} A_{pi} \sigma_{pi} \sin \alpha_i \quad (5b)$$

$$N_{Rd} = \int_S \sigma dS + \sum_{n_p} A_{pi} \sigma_{pi} \cos \alpha_i \quad (5c)$$

Nelle (5) i valori degli integrali dipendono dalla ampiezza degli strati di anima che non sono fissati a priori ma che variano in accordo con le seguenti condizioni:

$$z_1 \geq 0; z_2 \geq 0; z_1 + z_2 + z_3 = h_w \quad (6a,b,c)$$

$$z_3 \geq z_{3min} \quad (6d)$$

Il minimo valore di z_3 dipende dalla resistenza biassiale del calcestruzzo f_{cd2} e dal rapporto meccanico di staffe ω_{wt} , che è dato da:

$$\omega_{wt} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s \cdot b_w \cdot f_{cd2}} = \rho_{wt} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd2}} \quad (7)$$

In particolare l'Eq. (6d) indica che lo strato centrale dell'anima deve essere in grado di sopportare le tensioni di taglio massime, secondo le relazioni:

$$z_{3min} = \frac{V_{Sd}}{f_{cd2} b_w \sqrt{\omega_{wt} (1 - \omega_{wt})}} \quad \text{se } \omega_{wt} \leq 0.5$$

$$z_{3min} = \frac{2V_{Sd}}{f_{cd2} b_w} \quad \text{se } \omega_{wt} > 0.5$$

Modificando opportunamente le (6) è facile imporre che h_w deve essere maggiore di z_{3min} .

Il modello proposto è utile per dimensionare l'armatura di precompressione aggiuntiva in grado di assicurare livelli di sicurezza accettabili sia nei riguardi del momento flettente che del taglio sollecitante simultaneamente.

Come mostrato i lavori precedenti [7], [9] e [10] ai quali si rimanda per i dettagli, lo strumento più adatto per effettuare velocemente la verifica è il dominio di resistenza momento flettente - taglio (M-V).

Il tracciamento di questi domini permette almeno nella fase di progettazione di effettuare il predimensionamento dell'armatura di precompressione aggiuntiva.

3.3 Modellazione del ponte

Il primo passo affrontato fu il dimensionamento della nuova soletta. A questa si attribuì l'intero carico derivante dalle azioni da traffico ferroviario, il carico del ballast ed il suo solo peso proprio.

Il predimensionamento di massima permise la scelta dello spessore che, garantendo sufficienti livelli di funzionalità e sicurezza, non incrementasse i carichi permanenti.

Si scelse uno spessore non inferiore a 25 cm e si calcolarono quindi le armature di dettaglio utilizzando il modello a piastra-lastra quale indicato nel Bollettino CEB n°223 [15] e nel CEB-FIP, 1993 [16] con diverse condizioni di vincolo ai bordi (Fig 15).

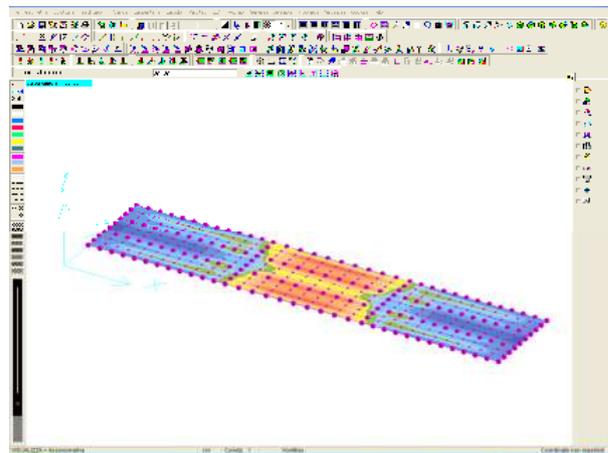


Figura 15 – Modello FEM di un campo di soletta soggetto al traffico veicolare

La struttura principale del ponte fu modellata con diversi livelli di approccio, via via sempre più sofisticati, partendo dai modelli strutturali e di ripartizione dei carichi più semplici fino ad arrivare a quelli più complessi e raffinati.

In particolare per lo studio di fattibilità si effettuò una analisi semplificata con una ripartizione a traverso flessibile secondo il metodo di Massonet [17] ed un dimensionamento della precompressione necessaria per mezzo dei domini di resistenza M-V tracciati per diverse percentuali di armatura di precompressione esterna.

Per le verifiche di dettaglio furono effettuate analisi su due modelli agli elementi finiti: il primo, nel quale il sistema dei cavi non era stato esplicitato e lo si considerava come facente parte dell'elemento trave e il secondo che invece era un modello completo degli elementi cavo (fig. 16).

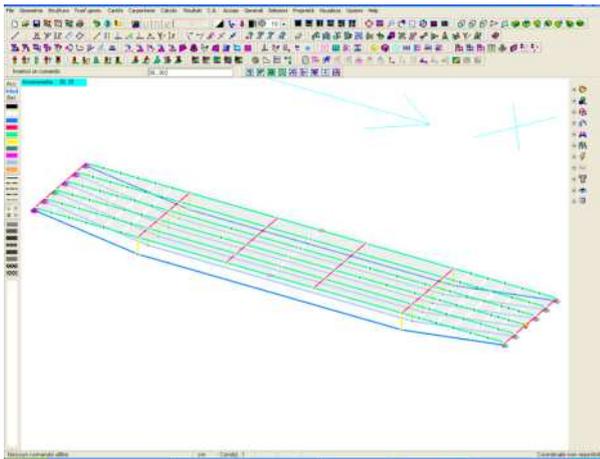


Figura 16 – Modello FEM completo del Terdoppio

I diversi modelli fornirono risposte praticamente univoche e in linea con il predimensionamento iniziale, (per i dettagli di analisi vedi [18]).



Figura 17 – Particolare della testata

Scelto il cablaggio di rinforzo si passò al dimensionamento ed alla progettazione dei dettagli, in particolare de:

- le testate di precompressione ed armatura di frettaggio;
- le selle di rinvio dei cavi;
- i connettori tra la soletta esistente e la nuova soletta;
- la ricostruzione dei paraghiaia.

Le testate di precompressione furono disposte dentro le strutture di rinforzo dei traversi terminali (vedi fig. 17), il progetto fu eseguito utilizzando schemi del tipo travi-puntone.

Utilizzando questo tipo di dimensionamento le tensioni di progetto delle armature devono essere ridotte rispetto a quelle di snervamento per tener conto che il modello trave-puntone pur garantendo l'equilibrio non è in grado di assicurare la congruenza delle deformazioni.

Per le selle di rinvio invece, vista la modesta classe del calcestruzzo che componeva i traversi si scelse una tipologia avvolgente in acciaio che contemporaneamente potesse funzionare da presidio della parte terminale del traverso e da sella di rinvio. Per questo, entro il blocco sella, furono saldati due tubi metallici presagomati che potessero fornire al cavo passante la richiesta inclinazione (vedi fig. 13).



Figura 18 – Il ponte in fase di collaudo

La progettazione dei connettori fu eseguita secondo le indicazioni fornite al punto 6.2.5. dall'Eurocodice 2 [19]. In particolare fu prescritta una scabrezza superficiale con scarifica superficiale non inferiore a 5 mm e l'uso di calcestruzzo espansivo per il getto della nuova soletta.

Di queste circostanze si tenne conto stimando la quota residua che i connettori da progettare dovevano sopportare.

L'intervento di adeguamento è stato eseguito da febbraio ad agosto 2007 e il ponte è stato collaudato con successo nel settembre del 2007 (fig. 18) ed è oggi in uso.

4. CONCLUSIONI

La precompressione esterna da qualche anno viene nuovamente impiegata su larga scala anche come tecnica di riabilitazione e/o adeguamento strutturale e si applica con successo a strutture da ponte.

Nel presente lavoro è stato illustrato un caso di utilizzo reale di questa tecnologia su una struttura ferroviaria, illustrando le difficoltà e i vantaggi incontrati durante la fase di progettazione e la fase di realizzazione.

La fase di verifica e la susseguente fase di progettazione d'adeguamento è stata preceduta da un'estesa campagna di indagini non distruttive che ha permesso una migliore calibrazione delle scelte operate.

Per la progettazione del sistema di adeguamento si è tenuto conto dell'effetto combinato di precompressione aderente pretesa e di quella aggiuntiva non aderente post-tesa.

È stato illustrato il procedimento di progettazione nel suo sviluppo ed in particolare è stato evidenziato come i modelli utilizzati hanno tenuto conto degli effetti di interazione tra le diverse caratteristiche di sollecitazione secondo le ultime indicazioni fornite dalla letteratura scientifica sull'argomento.

Il collaudo finale ha permesso di verificare la bontà delle ipotesi e delle scelte fatte in sede di previsione.

BIBLIOGRAFIA

[1] ITALFERR (1995) - Sovraccarichi per il Calcolo dei Ponti Ferroviari - Istruzioni per la Progettazione, l'esecuzione ed il Collaudo, n° I/SC/PS-OM/2298 - 2/6/1995

[2] G. Fanti, G. Mancini (1994), "Shear-prestressing interaction in Ultimate Limit State Design" – Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering, 1994, Halifax, August 8-11/94

[3] G. Fanti, G. Mancini, A. Recupero (1995), "Shear and Torsion Design of Structures Prestressed with Unbonded Tendons", General C.E.B. Assembly - Berlin 1995

[4] G. Puleri, G. Russo, Zingone (1991), "Flexure-Shear Interaction Model for Longitudinally Reinforced Beams", ACI JOURNAL V. 88, No. 1, January-February 1991

[5] G. Puleri, G. Russo (1997), "Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams under Flexure and Shear", ACI JOURNAL V. 94, No. 3, May-June 1997

[6] G. Mancini, A. Recupero (2000), "Interazione tra Azione assiale, Momento e Taglio nelle Strutture in c.a.", Studi e Ricerche, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A., Fratelli Pesenti, Politecnico di Milano - Vol. 20

[7] A. Recupero, A. D'Aveni, A. Ghersi (2003), "N-M-V Interaction Domains for Box I-shaped Reinforced Concrete Members" – ACI Structural Journal - Gennaio 2003

[8] F. Bach, M.W. Braestrup, M.P. Nielsen (1978), "Rational Analysis of Shear in Reinforced Concrete Beams" I.A.B.S.E. Proceedings, P15, 1978

[9] Recupero A, D'Aveni A., Ghersi A. (2005), M-V Interaction Domains for Prestressed Concrete Beams, Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No. 9, September 2005

[10] A. Recupero (2004), M-V Interaction Effects in Externally Prestressed Segmental Bridges, FIB Symposium – Segmental Construction in Concrete – November 26-29, 2004 – New Delhi, India

[11] A. Recupero (2006), A Proposal for a General N-M-V Design Method – The Second International FIB Congress 2006 Naples, 4- 8 June 2006

[12] P. Regan, H. Rezai-Jorabi (1987), "The Shear Resistance of Reinforced Concrete I-Beams", Studi e Ricerche, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A., Fratelli Pesenti, Politecnico di Milano - Vol. 9, 1987

[13] J. R. Robinson, J. M. Demorieux (1976), "Essais de Poutres en double té en Béton Armé", Annales de l'ITBTP, Beton n° 153, Jan.1976, Paris

[14] Kiang-Hwee Tan e Chee-Khoon Ng (1998), "Effect of Shear in Externally Prestressed Beams" ACI Structural Journal, V. 95, No. 2, March - April 1998

[15] CEB - Bulletin d'Information n°223 (1995) – Ultimate Limit State Design Models – A state of art report – June 1995

[16] CEB-FIP (1993), Model Code for Concrete Structures for Buildings, Comité Eurointernational du Béton, Lausanne, May 1993

[17] C. Massonet e R. Bareš (1966), "Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes selon le méthode Guyon" - Massonet - Bareš - Paris: Dunot 1966

[18] A. Recupero, "Unbonded Prestressing in Repair and Strengthening of Prestressed Bridges" - submitted for possible publication in "Journal of Bridge Engineering" – ASCE

[19] Eurocode No. 2 (2002), Design of Concrete Structures – Part.1 : General Rules and Rules for Buildings – prEN 1992-1-1 (Revised final draft) April 2002

ANALISI MULTHAZARD: RISCHIO SISMICO E RISCHIO IDRAULICO PER PONTI E VIADOTTI

Mauro Mezzina¹, Domenico Raffaele¹, Alessandro Pagano²

1 Dipartimento ICAR, Politecnico di Bari

2 Dipartimento DIAC, Politecnico di Bari

SOMMARIO

L'importanza sempre crescente assunta dalla necessità di definire un quadro attendibile delle caratteristiche prestazionali delle reti infrastrutturali nei confronti dell'esposizione ad hazard di diversa natura, impone il ricorso a modelli di analisi multihazard più o meno articolati in funzione della finalità che l'Ente gestore intende perseguire.

Nella nota viene descritta una procedura utilizzata nell'ambito del "Progetto ANTAEUS" per un'analisi di primo livello finalizzata alla definizione di liste di priorità atte ad individuare il livello di esposizione al rischio sismico ed al rischio idraulico di ponti afferenti ad una stessa rete.

Sfruttando le impostazioni utilizzate in un precedente lavoro circoscritto alla valutazione della sola vulnerabilità sismica, nella presente nota vengono estesi i concetti di vulnerabilità intrinseca e di esposizione anche alla vulnerabilità idraulica, ed i diversi parametri vengono correlati per la definizione di un "indice di priorità" unico.

SUMMARY

The increasing importance assumed by the necessity to define a reliable picture of the performances of infrastructural nets towards hazards of different nature, imposes the use of multihazard analysis models set on the management finalities.

In this note is described a procedure used within the "Project ANTAEUS" for a first level analysis finalized to the definition of lists of fit priority to individualize the level of exposure to the seismic risk and the hydraulic risk of bridges belonging to a same net.

Exploiting the formulations used in a precedent job circumscribed to the evaluation of the only seismic vulnerability, in the present note the concepts of intrinsic vulnerability and exposure are also extended to the hydraulic vulnerability, and the different parameters are correlated for the definition of a unic "index of priority".

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito del "Progetto ANTAEUS", in fase di sviluppo presso il Dipartimento ICAR del Politecnico di Bari e frutto dell'accordo di programma quadro "DIFESA DEL SUOLO" fra la Regione Puglia e l'Autorità di Bacino della Puglia, è in fase di completamento uno "Studio di fattibilità per il monitoraggio e la messa in sicurezza delle aree urbane a rischio di stabilità statica e vulnerabilità strutturale della Provincia di Foggia", finanziato con le risorse trasferite dallo Stato con fondi CIPE. Il presente studio si colloca nella fase del suddetto programma, che riguarda la predisposizione di un quadro conoscitivo generale dello stato di rischio conseguente ai diversi tipi di pericolosità presente nel territorio della Provincia di Foggia, ed è finalizzato alla definizione di linee guida per ottenere liste di priorità relative alla rete stradale della suddetta Provincia.

Nell'analisi di vulnerabilità delle reti infrastrutturali, grande rilevanza assumono i punti nodali costituiti da ponti e

viadotti i quali, in genere, risultano particolarmente vulnerabili rispetto sia ad hazard di natura sismica che di natura idraulica. Allo scopo di stimare in maniera congiunta tali vulnerabilità, è di grande utilità l'adozione di modelli semplici di analisi multihazard. Nel modello proposto le caratteristiche prestazionali e funzionali dell'opera vengono definite attraverso tre indicatori finalizzati ad un'analisi di primo livello.

L'importanza del manufatto e la sua esposizione è individuata tramite un Indice di Funzionalità, proprio dell'opera ed indipendente dall'hazard considerato, funzione solo di una serie di fattori rappresentativi dell'esposizione del manufatto (posizione ed attività servite, livello di traffico, tipo di ostacolo sovrappassato, ecc.).

La quantificazione della vulnerabilità sismica è affidata ad un Indice di Danneggiabilità Sismica, rappresentativo degli elementi di rischio connessi all'opera e alla pericolosità del sito in cui l'opera è localizzata. Il valore unitario è convenzionalmente attribuito a quelle opere che attingono le

condizioni di collasso sotto azioni sismiche con periodo di ritorno di 475 anni. A tale indice viene poi applicato un adeguato coefficiente di correzione funzione dello stato di conservazione dell'opera, valutato sulla base della sola ispezione visiva.

La vulnerabilità idraulica è invece sintetizzata nell'Indice di Danneggiabilità Idraulica, parametro significativo della capacità di deflusso della sezione in cui è localizzato l'attraversamento e delle caratteristiche pluviometriche e geomorfologiche del bacino imbrifero contribuente; a tale indice si attribuisce il valore unitario in corrispondenza del pieno impegno della sezione idraulica a seguito di eventi di prefissato tempo di ritorno (200 anni).

I tre valori suddetti, opportunamente pesati con l'intento di dare adeguata importanza ai diversi componenti di rischio, concorrono alla definizione dell'Indice di Priorità, che permette di individuare quali opere siano più distanti dalla condizione di "non rischio" ovvero quali necessitino, in maniera prioritaria, di interventi di riduzione della vulnerabilità. La procedura è completata con una efficace rappresentazione grafica in uno "Spazio di Priorità" in cui è possibile individuare immediatamente, nell'ambito di una determinata rete, le opere più esposte, nonché il tipo di hazard cui ascrivere tale maggiore esposizione.

2. INDICE DI DANNEGGIABILITA' SISMICA

L'Indice di Danneggiabilità Sismica, rappresentativo degli elementi di rischio connessi alla vulnerabilità intrinseca del ponte ed alla pericolosità sismica del sito in cui l'opera è localizzata, è definito dalla seguente espressione:

$$I_D = \frac{S_a - A_y}{A_u - A_y} \quad (1)$$

In (1) S_a rappresenta un indicatore di accelerazione spettrale legato allo spettro di progetto caratteristico del sito in cui l'opera sorge, mentre A_y e A_u rappresentano le accelerazioni spettrali correlate a due particolari spettri di domanda che convenzionalmente si assume facciano raggiungere alla struttura deformazioni tali da condurla rispettivamente al limite elastico e al limite ultimo. Le accelerazioni di riferimento A_y e A_u vengono, in questa procedura, fatte coincidere con le accelerazioni medie delle funzioni di danno Hazus (FEMA 2003) corrispondenti allo stato di danno lieve e di collasso completo relativo alle varie tipologie strutturali, adeguatamente modificate mediante l'utilizzo di opportuni coefficienti correttivi (Hazus-MH MR1 2003), (Wen-I Liao and Ching-Hsiung Loh 2004). La valutazione di tale indice, diffusamente analizzata in (Mezzina, Raffaele 2007), è sintetizzata nelle tabelle 1 e 2, dove l'indicatore $S_a^{(1.0 \text{ sec})}$ rappresenta il valore spettrale in corrispondenza del periodo $T=1.0$ sec letto sullo spettro elastico relativo ad evento con periodo di ritorno di 475 anni.

Nella stima di I_D , se risulta $S_a > A_u$ al suddetto indice verrà assegnato il valore unitario; negli altri casi risulterà invece $0 \leq I_D \leq 1$, con i valori più alti relativi a manufatti caratterizzati da condizioni tecniche più scadenti ai fini della sicurezza nei confronti del rischio sismico.

Tabella 1 - Funzioni di danno utilizzate nella procedura

		Sa (1.0 sec in unità g)		
Tipo di Sovrastruttura	Tipo di Pila	Progett.	danno Slight	danno Complete
Campata Singola	====	Convenz. e Sismica	0.80	1.70
Campata Multipla	Impalcato in Sempl. Appoggio	Colonna Singola	Convenz. 0.25 Sismica 0.50	0.67 1.17
		Telaio	Convenz. 0.25 Sismica 0.50	0.70 1.36
		Setto-Parete	Convenz. 0.25 Sismica 0.50	0.63 0.81β ^(*)
	Impalcato Continuo	Colonna Singola	Convenz. 0.25 Sismica 0.50	1.11 1.41
		Telaio	Convenz. 0.60 Sismica 0.90	1.28 1.50
		Setto-Parete	Convenz. 0.60 Sismica 0.80	1.11 1.28β ^(**)
		ρ_s	ρ_c	
(*) $\beta = 1.555 - \frac{b_{max}/b_{min}}{9}$ per $\frac{b_{max}}{b_{min}} < 5$		$\beta = 1$	per $\frac{b_{max}}{b_{min}} \geq 5$	
(**) $\beta = 1.125 - \frac{b_{max}/b_{min}}{40}$ per $\frac{b_{max}}{b_{min}} < 5$		$\beta = 1$	per $\frac{b_{max}}{b_{min}} \geq 5$	

Tabella 2 - Parametri utilizzati per la definizione dell'Indice di Danneggiabilità Sismica I_D

$I_D = \frac{S_a - A_y}{A_u - A_y}$	$A_y = \rho_s \cdot 2.5 \frac{S_a(1.0 \text{ sec})}{S_a(0.3 \text{ sec})} \cdot K_\alpha \cdot \frac{1}{K_y}$	$K_y = K_{sp} \cdot K_{a,sp}$																										
	$A_u = \rho_c \cdot K_{3b} \cdot K_\alpha \cdot \frac{1}{K_U}$	$K_U = K_{pil} \cdot K_{a,pil}$																										
$K_{sp} = \text{Coeff. di Danneggiabilità SPALLA}$																												
$K_{sp} = K_{ts} \cdot K_{hs}$	<table border="1"> <tr><th>K_{ts}</th><th>K_{hs}</th></tr> <tr><td>Spalla a gravità</td><td>15 m < Hsp 1.10</td></tr> <tr><td>Sella su pali</td><td>10 m < Hsp < 15 m 1.05</td></tr> <tr><td>Spalla Passante</td><td>Hsp < 10 m 1.00</td></tr> <tr><td>Spalla Completa</td><td></td></tr> </table>	K_{ts}	K_{hs}	Spalla a gravità	15 m < Hsp 1.10	Sella su pali	10 m < Hsp < 15 m 1.05	Spalla Passante	Hsp < 10 m 1.00	Spalla Completa																		
K_{ts}	K_{hs}																											
Spalla a gravità	15 m < Hsp 1.10																											
Sella su pali	10 m < Hsp < 15 m 1.05																											
Spalla Passante	Hsp < 10 m 1.00																											
Spalla Completa																												
$K_{pil} = \text{Coeff. di Danneggiabilità PILA}$																												
$K_{pil} = K_{tp} \cdot K_R$	<table border="1"> <tr><th>K_{tp}</th><th>K_R</th></tr> <tr><td>Pila a gravità</td><td>$\frac{H_p}{L_p} < 0.25$ 1.15</td></tr> <tr><td>Pila continua con l'impalcato</td><td>$0.25 < \frac{H_p}{L_p} < 0.50$ 1.10</td></tr> <tr><td>Pila sconnessa dall'impalcato</td><td>$0.50 < \frac{H_p}{L_p} < 0.75$ 1.05</td></tr> <tr><td></td><td>$0.75 < \frac{H_p}{L_p}$ 1.00</td></tr> </table>	K_{tp}	K_R	Pila a gravità	$\frac{H_p}{L_p} < 0.25$ 1.15	Pila continua con l'impalcato	$0.25 < \frac{H_p}{L_p} < 0.50$ 1.10	Pila sconnessa dall'impalcato	$0.50 < \frac{H_p}{L_p} < 0.75$ 1.05		$0.75 < \frac{H_p}{L_p}$ 1.00																	
K_{tp}	K_R																											
Pila a gravità	$\frac{H_p}{L_p} < 0.25$ 1.15																											
Pila continua con l'impalcato	$0.25 < \frac{H_p}{L_p} < 0.50$ 1.10																											
Pila sconnessa dall'impalcato	$0.50 < \frac{H_p}{L_p} < 0.75$ 1.05																											
	$0.75 < \frac{H_p}{L_p}$ 1.00																											
$K_a = \text{Coeff. di Danneggiabilità APPOGGI}$																												
$K_a = K_{aa} \cdot K_{at} \cdot K_{ab} \cdot K_{an} \cdot K_{ac}$	<table border="1"> <tr><th>K_{aa}</th><th>K_{at}</th><th>K_{ab}</th><th>K_{an}</th><th>K_{ac}</th></tr> <tr><td>disp. di sicur.</td><td>Tipologia</td><td>Baggioli</td><td>N.ro Travi</td><td>Corsa</td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> </table>	K_{aa}	K_{at}	K_{ab}	K_{an}	K_{ac}	disp. di sicur.	Tipologia	Baggioli	N.ro Travi	Corsa																	
K_{aa}	K_{at}	K_{ab}	K_{an}	K_{ac}																								
disp. di sicur.	Tipologia	Baggioli	N.ro Travi	Corsa																								
	<table border="1"> <tr><th>K_{aa}</th><th>K_{at}</th></tr> <tr><td>Metallici</td><td>Rocker 1.10</td></tr> <tr><td></td><td>Roller 1.08</td></tr> <tr><td></td><td>senza spinetto 1.04</td></tr> <tr><td>Elastomerici</td><td>con spinetto 1.03</td></tr> <tr><td></td><td>a calotta sferica 1.01</td></tr> <tr><td>Acciaio-Teflon</td><td>a strisciamento 1.00</td></tr> </table>	K_{aa}	K_{at}	Metallici	Rocker 1.10		Roller 1.08		senza spinetto 1.04	Elastomerici	con spinetto 1.03		a calotta sferica 1.01	Acciaio-Teflon	a strisciamento 1.00	<table border="1"> <tr><th>K_{ab}</th><th>K_{an}</th></tr> <tr><td>Altezza Baggioli</td><td>N.ro travi < 3 1.10</td></tr> <tr><td>Hb > 30 cm</td><td>N.ro travi > 3 1.05</td></tr> <tr><td>Hb < 30 cm</td><td></td></tr> <tr><td>Dist. 1° tr. bordo pulv.</td><td>$d_1 < 20 \text{ cm}$ 1.05</td></tr> <tr><td></td><td>$d_1 > 20 \text{ cm}$ 1.00</td></tr> </table>	K_{ab}	K_{an}	Altezza Baggioli	N.ro travi < 3 1.10	Hb > 30 cm	N.ro travi > 3 1.05	Hb < 30 cm		Dist. 1° tr. bordo pulv.	$d_1 < 20 \text{ cm}$ 1.05		$d_1 > 20 \text{ cm}$ 1.00
K_{aa}	K_{at}																											
Metallici	Rocker 1.10																											
	Roller 1.08																											
	senza spinetto 1.04																											
Elastomerici	con spinetto 1.03																											
	a calotta sferica 1.01																											
Acciaio-Teflon	a strisciamento 1.00																											
K_{ab}	K_{an}																											
Altezza Baggioli	N.ro travi < 3 1.10																											
Hb > 30 cm	N.ro travi > 3 1.05																											
Hb < 30 cm																												
Dist. 1° tr. bordo pulv.	$d_1 < 20 \text{ cm}$ 1.05																											
	$d_1 > 20 \text{ cm}$ 1.00																											
	$N_0 = (203 + 1.67 L + 6.66 H) \cdot (1 + 0.000125 \alpha^2)$ L [m] = Lunghezza del tratto continuo di soletta. α [°] = Angolo di deviazione. H [m] = Alt. media delle pile fino al più vicino giunto. Spalla < 0 nel caso di singola luce. Pila = Altezza pila da astrinso alla fondazione sul di fondazione baggioli.	<table border="1"> <tr><th>K_{ac}</th></tr> <tr><td>$N_s \leq N_u/2$ 1.10</td></tr> <tr><td>$N_u/2 < N \leq N_s$ 1.05</td></tr> <tr><td>$N < N_u$ 1.00</td></tr> </table>	K_{ac}	$N_s \leq N_u/2$ 1.10	$N_u/2 < N \leq N_s$ 1.05	$N < N_u$ 1.00																						
K_{ac}																												
$N_s \leq N_u/2$ 1.10																												
$N_u/2 < N \leq N_s$ 1.05																												
$N < N_u$ 1.00																												

L'Indice di Danneggiabilità Sismica, così come fin qui definito, prescinde dalla valutazione dello stato di conservazione dell'opera, che può condizionare la risposta strutturale della stessa e che, nella presente procedura è tenuto in considerazione applicando all'Indice di Danneggiabilità un adeguato fattore di correzione α_D , definito come:

$$\alpha_D = \frac{1}{1 - CR} \quad (2)$$

Il valore da assegnare a CR è stimato sulla base di valutazioni puramente visive volte a stabilire le capacità prestazionali della struttura in termini di servizio e sicurezza, e si basa semplicemente su un valore numerico definito come frazione o percentuale di una condizione/prestazione di danno/degrado di riferimento.

Formalmente il suddetto parametro viene determinato attraverso il rapporto tra la somma effettiva dei valori di danno/degrado (estrpolati da una lista di possibili tipi di danno) osservati durante l'ispezione e la somma dei valori di riferimento di danno/degrado che possono potenzialmente riscontrarsi sulla struttura, presi tutti con il loro valore massimo.

Per ogni danno/degrado si tiene conto del suo impatto nei confronti degli effetti sulla durabilità e sicurezza complessiva dell'opera o dell'elemento strutturale interessato, dell'impatto del singolo elemento sulla stabilità complessiva dell'opera, dell'intensità del danno e della sua estensione. Il parametro CR può essere pertanto ricavato con la relazione:

$$CR = \frac{\sum V_D}{\sum V_{D,ref}} \quad (3)$$

in cui $V_D = \sum B_i \cdot K_{1i} \cdot K_{2i} \cdot K_{3i} \cdot K_{4i}$ costituisce la somma dei valori di danno osservati.

B_i , in una scala da 1 a 4, esprime l'effetto potenziale dell'*i*-esimo danno sulla sicurezza e/o durabilità dell'elemento strutturale; mentre i fattori K_{ji} , tengono conto dell'effetto che il danno rilevato riveste sulla sicurezza/durabilità dell'opera e dipendono da una serie di elementi rappresentativi dell'entità e gravità del danno. In particolare:

- K_{1i} è legato all'elemento strutturale su cui è riscontrato l'*i*-esimo danno e tiene conto dell'effetto che il danno rilevato sull'elemento riveste sulla sicurezza/durabilità dell'intera opera. Il valore da attribuire ad ogni singolo elemento strutturale viene selezionato in modo tale che il valore totale valutato sulla componente strutturale di cui l'elemento è parte, resti all'interno di precisi limiti (per la sottostruttura 1 ± 0.2 , per la sovrastruttura 1.2 ± 0.2 , per la soletta 0.4 ± 0.1);

- K_{2i} è un fattore che tiene conto dell'intensità/grado del danno *i*-esimo;

- K_{3i} è un fattore che tiene conto dell'estensione e propagazione del danno sul singolo membro o sull'insieme dei membri dello stesso tipo;

- K_{4i} è un fattore che indica l'urgenza dell'intervento nei confronti del danno *i*-esimo.

I valori numerici da attribuire ai differenti fattori rappresentativi di ogni danno/degrado sono riportati in tabelle di riferimento (Greco, Raffaele, 2008).

Si viene così a definire un indice di danneggiabilità sismica adeguatamente corretto per tener conto dell'effettivo stato di

conservazione dell'opera:

$$ID_{sismica} = \alpha_D \cdot I_D \quad (4)$$

Il parametro CR (Greco, Raffaele 2008) assume valori compresi fra 0.05 e 0.5; corrispondentemente il fattore di correzione α_D può variare da 1.05 a 2.00 passando da una condizione in cui risultano sostanzialmente assenti difetti strutturali, ad una situazione di criticità elevata in termini di danno/degrado.

3. INDICE DI DANNEGGIABILITA' IDRAULICA

L'obiettivo perseguito nell'ambito dello svolgimento di un'analisi multihazard, è stato quello di affiancare all'Indice di Danneggiabilità Sismica un semplice criterio per la stima della vulnerabilità idraulica degli attraversamenti, mediante il quale caratterizzare e confrontare opere, definire rapidamente situazioni di criticità meritevoli di un maggiore approfondimento analitico e di una modellazione più rigorosa, individuare priorità di intervento. Tale scopo è stato raggiunto attraverso l'utilizzo di un modello semplificato di validità generale, costruito in riferimento alle grandezze idrauliche e strutturali ritenute maggiormente rilevanti nei fenomeni di interesse, e ricalcando formalmente il modello proposto in ambito sismico. In prima battuta, la vulnerabilità idraulica di un ponte è considerata unicamente dipendente dalla possibilità di deflusso di portate di piena attraverso la luce libera dell'opera, rimandando a livelli successivi di analisi la valutazione di problematiche più complesse quali i fenomeni di erosione e trasporto solido, o l'analisi delle sollecitazioni strutturali nel corso di una piena.

L'indice di Danneggiabilità Idraulica, rappresentativo degli elementi di rischio connessi alla vulnerabilità intrinseca del ponte, alla pericolosità idraulica del sito in cui l'opera è localizzata, ed alle caratteristiche del bacino imbrifero di riferimento, è definito dalla seguente espressione:

$$ID_{idraulica} = \frac{Q_{200} - Q_{min}}{Q_{max} - Q_{min}} \quad (5)$$

Il parametro Q_{200} rappresenta un valore di portata che può defluire nella sezione dell'opera con tempo di ritorno pari a 200 anni. Q_{max} e Q_{min} definiscono due valori di portata di riferimento caratteristici dell'opera, pari rispettivamente alla portata che può transitare determinando il riempimento totale fino all'intradosso dell'impalcato e a quella che può defluire considerando un franco pari ad un metro.

Eventuali valori negativi assunti da $ID_{idraulica}$ stanno a significare opere ben dimensionate, in cui la portata bicentenaria può defluire con un'occupazione della sezione caratterizzata da oltre un metro di franco; convenzionalmente si assegna a queste condizioni un valore dell'indice di Danneggiabilità Idraulica pari a 0. Valori poco superiori al valore nullo sono associati ad opere per le quali non ci siano particolari condizioni di criticità, viceversa valori vicini all'unità indicano che la portata bicentenaria tende a defluire in condizioni prossime a quella limite ammissibile. Elevata criticità è da attribuirsi ad opere per le quali l'Indice assuma valore superiore ad 1, in quanto si presume l'insufficienza

della sezione di deflusso in relazione ad eventi con tempo di ritorno anche minore di 200 anni.

La valutazione dell'Indice di Danneggiabilità Idraulica proposta nella presente procedura si basa su due ipotesi fondamentali. Una di carattere "geometrico" che consiste nello schematizzare la sezione libera di deflusso come una sezione rettangolare equivalente, di base (B) pari alla larghezza libera in corrispondenza dell'attraversamento (ottenuta sommando le luci nette delle varie campate costituenti l'opera), e di altezza (Y) pari all'altezza libera media tra intradosso e fondo alveo. L'altra di carattere "idraulico" che consiste nell'ipotizzare che il passaggio della corrente in corrispondenza dell'opera avvenga allo stato critico. Tale ipotesi ha lo svantaggio di essere sicuramente la meno cautelativa tra le possibili (considera infatti il transito della massima portata a parità di energia), ma è al tempo stesso la più semplice, richiedendo solo la individuazione dei suddetti dati geometrici. Allo stato critico, infatti, portata e carico sono legate dalla relazione:

$$Y^3 = \frac{(Q/B)^2}{g} \Rightarrow Q = \sqrt{g \cdot Y^3 \cdot B^2} = 3.13 \cdot B \cdot Y^{1.5} \quad (6)$$

Per tener conto di una portata più realistica relativa a condizioni diverse da quella critica occorre applicare alla (6) un opportuno fattore di riduzione adeguatamente calibrato sull'attendibilità delle suddette ipotesi. Nella presente procedura, analisi numeriche condotte sulle aste fluviali principali afferenti ai bacini più significativi della provincia di Foggia hanno consigliato di utilizzare un fattore pari a 0.6. In queste ipotesi i valori di riferimento Q_{\max} e Q_{\min} , delle portate caratteristiche dell'opera, così come prima definiti, valgono rispettivamente:

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 1.88 \cdot B \cdot Y_{\max}^{1.5} \\ Q_{\min} &= 1.88 \cdot B \cdot Y_{\min}^{1.5} \end{aligned} \quad (7)$$

Il valore di portata Q_{200} , relativo al tempo di ritorno di 200 anni, può essere invece calcolato attraverso una normale modellazione afflussi-deflussi (ad esempio attraverso il metodo del Curve Number), oppure stimato con l'applicazione di procedure semplificate, quali la formulazione nota come "metodo razionale", attraverso cui la portata di piena vale:

$$Q = \frac{C \cdot A \cdot h_c}{3.6 \cdot t_c} = \frac{C \cdot A \cdot i_T}{3.6} \quad (8)$$

L'applicazione di questa relazione richiede insieme alla conoscenza della superficie (A) del bacino e dell'intensità critica della precipitazione di assegnato tempo di ritorno (i_T), anche la stima, non sempre agevole, del coefficiente di deflusso (C) che tiene conto della riduzione dell'afflusso meteorico in funzione delle caratteristiche del bacino, quali uso del suolo, geologia, pendenza dei versanti. Allo scopo si è impostata un'analisi volta a determinare, attraverso il ricorso a strumenti GIS, carte rappresentative del coefficiente di deflusso per la zona di interesse, attraverso l'analisi dei dati geomorfologici del territorio e quella statistica delle serie storiche di dati idrometrici disponibili nelle stazioni strumentate.

Con lo scopo di validare le suddette carte, si è utilizzata

anche una procedura alternativa, analizzando un numero significativo di sezioni la cui portata bicentenaria è stata calcolata sia attraverso il modello CN, sia attraverso le consuete tecniche di regionalizzazione. Mediando i valori delle portate così ottenuti, si è potuto riscontrare una buona correlazione tra portata e area dei bacini: in questo modo, modellando un numero ridotto di sezioni, si è ottenuta una correlazione di validità "generale" cioè estendibile a tutte le sezioni del bacino in esame ed utilizzabile per il calcolo della portata di riferimento.

Il valore di portata, così valutato, che può defluire nella sezione dell'opera, può essere ancora condizionato da una serie di aspetti locali particolarmente rilevanti, spesso riconducibili a situazioni desumibili da semplice osservazione e rilievo, quindi possono essere tenuti in considerazione con un grado di approssimazione compatibile con il livello di analisi in atto.

Il valore di portata defluente nella sezione viene infatti, nel modello proposto, ulteriormente corretto considerando quelli che possono essere effetti in grado di determinare ostruzioni o riduzioni al deflusso in corrispondenza dell'attraversamento: in particolare si è ritenuto di considerare come rilevanti la presenza di vegetazione, la contrazione in altezza e in larghezza della sezione naturale dell'alveo prodotta dalla presenza dell'opera, l'inclinazione della corrente rispetto all'asse delle pile.

In merito alla presenza di vegetazione, si è attribuito un fattore riduttivo della portata transitante pari a 0.8 o 0.9 rispettivamente nel caso di vegetazione in alveo fitta e rada, attribuendo coefficiente unitario nel caso di assenza di vegetazione.

In relazione alla contrazione di sezione rispetto alla sezione originaria d'alveo, la presenza dell'opera può determinare una sensibile riduzione della sezione di deflusso, sia in larghezza (ad esempio per ingombro delle spalle in alveo, ovvero per eccessivo ingombro delle pile), sia in altezza (ad esempio qualora l'intradosso sia sensibilmente più basso delle quote arginali). Nella presente procedura tale eventualità è controllata da un coefficiente di riduzione cui viene attribuito un valore variabile in funzione dell'entità della contrazione, fino ad un minimo di 0.75.

Infine, per quanto attiene l'inclinazione della direzione della corrente rispetto all'asse delle pile, i valori delle portate di riferimento vengono ridotte di un fattore variabile fino a 0.85 per angoli compresi tra 0° e 30°, e fino ad un minimo di 0.7 per angoli superiori a 30°.

4. INDICE DI FUNZIONALITA'

Accanto agli Indici di Danneggiabilità, strettamente connessi ai rischi presi in esame nella procedura multihazard, grande rilievo assumono quegli indicatori correlati all'importanza dell'opera nell'ambito della rete di appartenenza e alla posizione strategica dell'opera nell'ambito della comunità servita. Questi parametri, insieme ad altri particolarmente significativi quali il volume di traffico ed il tipo di ostacolo sovrappassato, concorrono a definire l'Indice di Funzionalità, sintetico degli elementi di rischio correlati all'esposizione del manufatto.

Con l'obiettivo di primo livello di definire liste di priorità nell'ambito di una stessa rete infrastrutturale, è opportuno che

tali parametri siano selezionati in maniera tale da risultare qualitativamente essenziali ed in numero ridotto.

L'Indice di funzionalità è costruito come somma pesata di fattori calibrati sui suddetti parametri (Mezzina, Raffaele 2007) e (Greco, Raffaele 2008), secondo la seguente relazione:

$$IF = \sum_{i=1}^n \varphi_i \cdot P_{\varphi_i} \quad (9)$$

I fattori φ_i considerati possono al più assumere valore unitario, pertanto l'indice di funzionalità sarà compreso tra 0 e 1. Naturalmente la quantificazione dei fattori φ_i e dei pesi

P_{φ_i} atti a definire il suddetto indice dipende da giudizi altamente soggettivi, e si presta ad essere calibrata in funzione delle finalità e degli obiettivi specifici che il gestore di una rete si propone di raggiungere nell'ambito della definizione di liste di priorità.

I fattori selezionati nella presente procedura per la quantificazione dell'Indice di Funzionalità, e i relativi pesi adottati sono ripresi da (Mezzina, Raffaele 2007) e qui di seguito sintetizzati:

- categoria della strada di appartenenza del ponte, in quanto fattore rappresentativo della rilevanza socio-economica dell'opera ($P_{\varphi} = 18\%$);
- importanza e tipologia del corso d'acqua sovrappassato ($P_{\varphi} = 18\%$);
- livello di traffico (definito dal TGM) ($P_{\varphi} = 24\%$);
- lunghezza complessiva dell'opera (se maggiore, maggiore risulta l'esposizione) ($P_{\varphi} = 12\%$);
- lunghezza della deviazione del traffico nelle ipotesi di percorso alternativo (un'opera è tanto più importante, nell'ambito di una rete stradale, quanto minori sono le alternative che la rete presenta al suo attraversamento) ($P_{\varphi} = 15\%$);
- posizione dell'opera, e quindi natura dell'area e delle attività servite dalla stessa ($P_{\varphi} = 13\%$).

5. ANALISI MULTHAZARD: IL METODO PROPOSTO

Nella presente procedura, riprendendo e completando l'impostazione utilizzata in (Mezzina, Raffaele 2007), agli Indici di Danneggiabilità Sismica ed Idraulica ed all'Indice di Funzionalità descritti ai punti precedenti, si affida il compito di definire parametri di priorità utili per analisi di primo livello.

Nell'ottica di un'analisi multihazard, è possibile tenere conto contestualmente dei tre indici suddetti, introducendo un Indice di Priorità, così definito:

$$IP = \sqrt{(v_1 \cdot IF)^2 + ID_{sismico}^2 + (v_2 \cdot ID_{idraulico})^2} \quad (10)$$

Va innanzitutto considerato che il significato dei tre indici è analogo da un punto di vista qualitativo: al raggiungimento del valore unitario o in prossimità di esso, l'opera si trova, in termini prestazionali o di funzionalità, prossima al limite superiore assunto come riferimento; ciononostante i criteri alla base della definizione dei tre indici sono sostanzialmente differenti, e ciò richiede nella (10) l'utilizzo di coefficienti V che tendono a conferire peso diverso ai suddetti indici.

I due Indici di Danneggiabilità utilizzati nella presente procedura sono caratterizzati da una differenza di fondo. In ambito sismico ci si riferisce alla condizione ultima, prossima al collasso strutturale, al raggiungimento della quale è associata una situazione di totale inservibilità dell'opera. È assunto infatti, quale riferimento, un sisma la cui entità sia tale da condurre l'opera verso uno stato limite in cui "la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali". In ambito idraulico, invece, la condizione che porta alla definizione dell'indice corrispondente, non è correlata univocamente e necessariamente ad una condizione "ultima" della struttura, ma ad una situazione legata piuttosto a condizioni limiti di "operatività" contestuale all'evento. È pertanto opportuno pesare l'indice di Danneggiabilità Idraulica rispetto al Sismico con un fattore $v_2 < 1$, eventualmente variabile in funzione della possibilità che si instaurino al di sotto dell'opera condizioni di deflusso in pressione.

Il peso da dare all'Indice di Funzionalità è, invece, prerogativa dei gestori delle reti infrastrutturali; generalmente il coefficiente v_1 è assunto variabile nell'intervallo $0.4 \div 0.6$ in funzione degli obiettivi fissati.

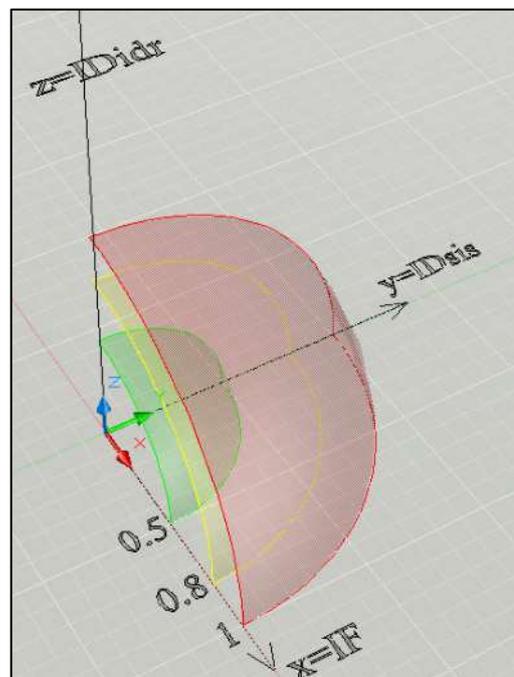


Figura 1 - Spazio di Priorità

Se in uno spazio a tre dimensioni del tipo in Fig. 1 (Spazio di Priorità) vengono rappresentati sugli assi coordinati i tre indici adeguatamente pesati, il punto di coordinate $(\nu_1 \cdot IF, ID_{sismico}, \nu_2 \cdot ID_{idraulico})$ individua la posizione del manufatto nello Spazio di Priorità, mentre l'indice di priorità IP ne definisce la distanza dall'origine.

Complessivamente l'Indice di Priorità sintetizza il livello di rischio totale associato alla singola opera nell'ambito della rete analizzata, e graficamente la posizione del punto nello Spazio di Priorità consente di individuare quale tipo di hazard causa il livello di rischio riscontrato.

A titolo di esempio, si riportano i risultati della procedura descritta applicata ad un gruppo di opere localizzate su aste fluviali afferenti al bacino del Cervaro nella provincia di Foggia. Sull'asta principale e sulle aste secondarie è stato preso in esame un rilevante numero di attraversamenti secondo le ubicazioni riportate in Fig 2 (trascurando le sole opere interessate da contributi provenienti da bacini imbriferi di area minore di 3 Km²).

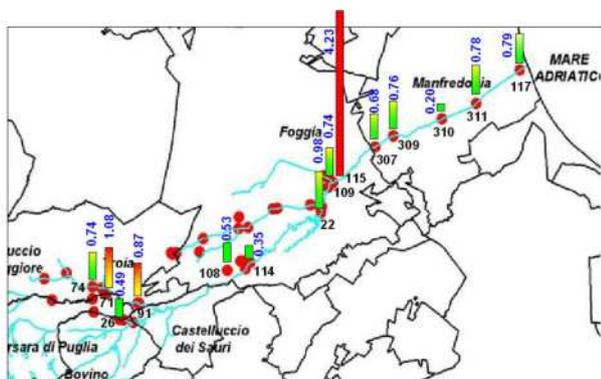


Figura 2 - Localizzazione e distribuzione degli attraversamenti analizzati con indicazione degli Indici di Priorità ricavati dalla procedura

In Tabella 3 sono sintetizzati i valori assunti dai tre indici che caratterizzano la procedura descritta, in corrispondenza di ogni opera analizzata; In Fig. 4a sono, invece, diagrammati i risultati dell'analisi condotta in termini di liste di priorità, utilizzando per l'Indice di Funzionalità un peso $\nu_1 = 0.4$ e per l'indice di Danneggiabilità Idraulica un peso $0.4 \leq \nu_2 \leq 0.8$. In relazione a quest'ultimo indice, si precisa che se l'opera è caratterizzata da $ID_{idraulico} < 1$ (deflusso della portata bicentenaria con franco maggiore di zero), nella procedura è stato utilizzato un coefficiente $\nu_2 = 0.4$, mentre negli altri casi (deflusso della portata bicentenaria con carico superiore alla quota di intradosso dell'opera) si è adottato un peso $\nu_2 > 0.4$, in proporzione al carico corrispondente al deflusso della portata Q_{200} , fino ad un valore massimo di $\nu_2 = 0.8$.

Infine, in Fig. 4b gli stessi risultati dell'analisi, relativi alle opere più a rischio, sono proiettati nello Spazio di Priorità.

Tabella 3 - Valori assunti dagli Indici di Danneggiabilità Sismica ed Idraulica, dall'Indice di Funzionalità e dall'Indice di Priorità per gli attraversamenti analizzati

Attraversamento	Comune	ID sismico	IF	ID idraulico	IP
117	Manfredonia	0.75	0.58	0.26	0.79
311	Manfredonia	0.76	0.45	0.19	0.78
310	Manfredonia	0.00	0.46	0.17	0.20
307	Manfredonia	0.67	0.38	0.07	0.68
309	Manfredonia	0.73	0.47	0.00	0.76
115	Foggia	0.00	0.43	6.66	4.23
109	Foggia	0.67	0.79	0.00	0.74
22	Foggia	0.93	0.77	0.00	0.98
114bis	Foggia	0.27	0.54	0.00	0.35
108	Foggia	0.00	0.49	1.22	0.53
20	Foggia	0.00	0.74	2.47	1.58
280	Foggia	0.00	0.43	0.00	0.17
104	Foggia	0.34	0.66	0.00	0.43
91	Troia	0.00	0.42	1.69	0.87
26	Troia	0.00	0.70	1.00	0.49
74	Orsara di P.	0.00	0.42	1.80	0.74
71	Troia	1.07	0.44	0.00	1.08
34	Bovino	0.00	0.73	1.74	0.94
249	Castel. dei S.	0.00	0.46	0.00	0.19

6. CONCLUSIONI

La procedura proposta nella presente nota è improntata alla massima semplicità e maneggevolezza e, se supportata da schede di censimento adeguatamente predisposte (Fig. 3), può essere utilmente impiegata per produrre, nell'ambito di un'assegnata rete stradale, liste di priorità per ponti e viadotti in un'analisi multihazard di primo livello, in grado di considerare esposizioni sia a rischio sismico che a rischio idraulico.

La procedura, ampiamente testata presso il Dipartimento ICAR del Politecnico di Bari nell'ambito del "Progetto ANTAEUS", è completata con un'efficace rappresentazione grafica nello Spazio di Priorità. In tale spazio lo status di ogni singola opera è rappresentato da un raggio vettore uscente dall'origine e l'insieme dei raggi relativi a tutte le opere afferenti al network analizzato fornisce una visione sintetica delle caratteristiche prestazionali dell'intera rete. L'inclinazione, rispetto agli assi coordinati, del raggio vettore rappresentativo delle condizioni di ogni singola opera consente inoltre di valutare in maniera immediata il tipo di hazard principale responsabile della vulnerabilità riscontrata per l'opera in esame.

SEZIONE 1 - DATI GENERALI E IDENTIFICAZIONE OPERA	Regione		Cod.Istat Regione	
	Provincia		Cod.Istat Provincia	
	Comune		Cod.Istat Provincia	
	Frazione/Località			
	Scheda n°			
	Data			
	Denominaz. Ponte		ID_ponte	
	Denominaz. corso d'acqua		ID_corso d'acqua	
	Coordinate piane UTM wgs84			
	Tipo di attraversamento		= Stradale = Ferroviario	
	se attraversamento stradale			
	Tipo di strada		= Corridoio europeo = Autostrada = Statale = Regionale - Provinciale = Comunale = Altre	
	N° strada			
Tratto dalkm		al km		

SEZIONE 2 - DATI GEOMETRICI E DIMENSIONALI	Forma	= Rettilinea = Curvilinea	Inclinazione ASSE ponte - pile in °	
	N° pile		Inclinazione PILE ponte - alveo in °	
	N° pile in alveo			
	Lunghezza ponte		Numero campate	
	Campata n°		Lunghezza (m)	Altezza (m)

SEZIONE 3 - CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA	Anno di realizzazione			
	Tipo di progettazione	= Convenzionale = Sismica		
	Tipologia sovrastruttura	= Campata singola = Campata multipla	= Impalcato continuo = Impalcato in semplice appoggio	
	Materiale principale impalcato	= C.a. = C.a.p. = Acciaio = Acciaio - CIs	Note	
	Tipologia pile	= Colonna singola = Telaio = Setto - parete = C.a. = C.a.p.	Pila - Impalcato = Pila a gravità = Cort. con impalcato = Soonn. dall'impalcato = < 0.25 = 0.25 - 0.50 = 0.50 - 0.75 = > 0.75	
	Materiale principale pile	= Acciaio = Acciaio - CIs = Muratura	Hmax/Hmin	
	Largh. pile (m)	= A gravità = Su pal = Passante = Completa = C.a. = C.a.p. = Acciaio = Acciaio - CIs = Muratura	Lungh. pile	= > 15m = 10m - 15m = < 10m
	Tipologia spalle		Hsp	
			Note	

SEZIONE 4 - CARATTERISTICHE APOGGI	Spalle	Tipologia appoggi	Metallici Elastomerici Acciaio - teflon	= Rocker = Roller = Senza spinotto = Con spinotto = A calotta sferica = A strisciamento
		Chiave di taglio dispositivo fine corsa	= Si = No	
		Baggioli	Altezza Baggioli Distanza 1° trave bordo pulvino	= > 30 cm = < 30 cm = > 20 cm = < 20 cm
		N° travi	= > 3 = < 3	
		Corsa	L (m) α (°) H (m)	
		Pile	Tipologia appoggi	Metallici Elastomerici Acciaio - teflon
	Chiave di taglio dispositivo fine corsa		= Si = No	
	Baggioli		Altezza Baggioli Distanza 1° trave bordo pulvino	= > 30 cm = < 30 cm = > 20 cm = < 20 cm
	N° travi		= > 3 = < 3	
	Corsa		L (m) α (°) H (m)	

SEZIONE 5 - STATO CORSO D'ACQUA E OPERE DI SISTEMAZIONE	Canalizzato	= Si = No	Sezione alveo	= Regolare idraulicam. Funz. di largh. variab. = Irregolare
	Presenza significativa di depositi in alveo	= Si = No	Presenza di aree golenali	= Si = No
	Presenza di fabbricati e/o infrastrutture in alveo	= Si = No	Vegetazione	= Fitta = Rada = Assente
	Presenza di platea	= Si = No	Presenza di traversa	= Si = No
	Difese spondali	= Assenti = Sporadiche = Diffuse	Opere di stabilizzazione del fondo	= Assenti = Sporadiche = Diffuse
	Presenza di arginatura	= Si = No	Soglia a valle	= Si = No
	Briglia a valle	= Si = No	Condizioni opere	= Buone = Dissestate a tratti = No = No
	Note			

SEZIONE 6 - INTERAZIONE CORSO D'ACQUA - ATTRAVERSAMENTO	L'opera è ortogonale all'asse della corrente	= Si = No	Le pile condizionano la funz. idraulica	= Si = No
	Le pile favoriscono il deposito di materiale e/o vegetazione	= Si = No	Le pile presentano segni di scalfamento	= Si = No
	L'opera è ubicata in un tratto di alveo:	= Rettilineo = In curva = In curva accentuata	Le pile favoriscono erosione e deposito	= Si = No
	Si rileva un fenomeno generalizzato di abbassamento d'alveo	= Si = No	L'opera determina restringimenti	= Si = No
	Le fondazioni presentano segni di dissesto	= Si = No	L'opera determina erosione in larghezza	= Si = No
	L'opera determina riduzione sia in larghezza sia in altezza	= Si = No	L'opera determina riduzione in altezza	= Si = No
	L'opera presenta una sezione decisamente inadeguata anche rispetto al alveo inciso	= Si = No	Note	

SEZIONE 7 - GIUDIZIO COMPLESSIVO	Non si rilevano criticità apparenti	= Si = No	Criticità apparente per scarsa officiosità	= Si = No
	Criticità potenziale per inadeguatezza dell'opera	= Si = No	Criticità potenziale per instabilità della sezione	= Si = No
	Criticità potenziale per instabilità della sezione d'alveo	= Si = No	Criticità per fitta vegetazione in alveo	= Si = No
	Criticità potenziale per pericolosità nei confronti delle aree adiacenti	= Si = No	Note	

SEZIONE 8 - DATI GEOMORF. BACINO	Area bacino (Km²)		Pendenza locale	
	Quota max bacino (m)		Pendenza bacino (%)	
	Quota min bacino (m)		Lunghezza asta fluviale (Km)	
	Quota media bacino (m)		CN	

SEZIONE 9 - FONDAZIONI (DA PROGETTO)	Tipo di fondazione	= Plinti	Lunghezza (m) Larghezza (m) Spessore (m)
		= Pali	Profondità piano di posa (m) Lunghezza (m) Diametro (m) Profondità piano di posa (m)

SEZIONE 10 - ESPOSIZIONE	Tipo di ostacolo sovrappassato	= Corso d'acqua navigabile = Corso d'acqua L > 50m = Corso d'acqua L = 25 - 50m = Corso d'acqua L = 5 - 25m = Corso d'acqua L < 5m = Depressioni senz'acqua
	TMG (per strade)	
	N°treni/gg transanti (per ferrovie)	
	Lunghezza di deviazione (km)	
Area servita	= Industriale = Storica = Urbana = Montana = Semirurbana = Rurale	

SEZIONE 11
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Figura 3 - Schede di censimento utilizzate per gli attraversamenti analizzati

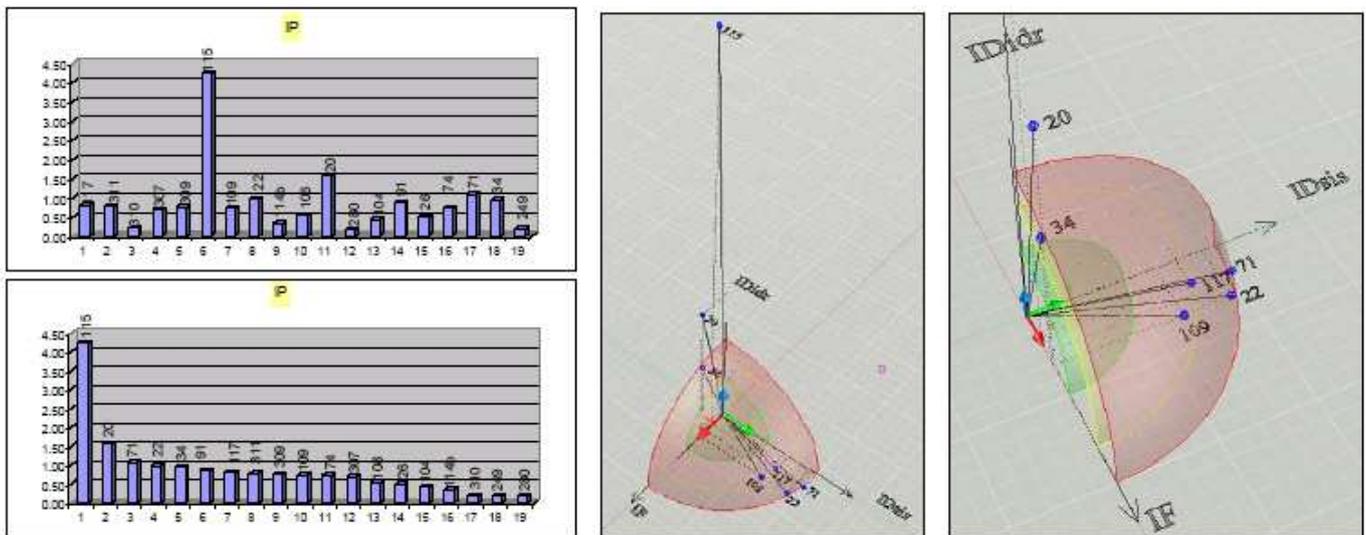


Figura 4 - (a) lista di priorità relativa alla famiglia di ponti analizzati; (b) rappresentazione nello Spazio di Priorità delle opere più a rischio

BIBLIOGRAFIA

- [1] FEMA (2003). HAZUS-MH MR1: Technical Manual, Vol. Earthquake Model. Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- [2] Wen-I Liao and Ching-Hsiung Loh. "Preliminary study on the fragility curves for highway bridges in Taiwan". Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 27, No. 3, pp. 367-375 (2004)
- [3] Mezzina M., Raffaele D., "Vulnerabilità sismica dei ponti in c.a. e c.a.p.: proposta per un condition rating", XII Convegno Anidis, 10-14 giugno 2007, Pisa.
- [4] Greco R., Raffaele D., "Assessment e liste di priorità" - Capitolo 10 di "Sicurezza e conservazione delle prime costruzioni in calcestruzzo armato" a cura di M. Mezzina, G. Uva, R. Greco - Ed. CittaStudi (2008)
- [5] Pagano A., Tesi di Laurea "Analisi di rischio multihazard per le infrastrutture della provincia di Foggia" Relatori Proff. U. Fratino, M. Mezzina, Politecnico di Bari, A.A. 2007-08

PAVIMENTAZIONI AERATE IN CALCESTRUZZO: STUDIO SPERIMENTALE E NUMERICO

Fausto Minelli¹, Giovanni A. Plizzari¹ e Marco Locatelli²

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Ambiente e Territorio (DICATA), Università di Brescia

² Gutta Werke, Filago (BG)

SOMMARIO

In questa memoria si analizzano porzioni di vespaio ventilato realizzati con elementi a forma di cupola ricavati da plastica riciclata, conosciuti come "igloo". In particolare, si è voluto testare i campioni di vespaio al punzonamento e verificare se la rete elettrosaldata ovvero la presenza di fibre di acciaio contribuiscano e in che maniera a migliorare il comportamento strutturale in termini di capacità portante e controllo della fessurazione.

Sono state realizzate nove prove sperimentali su pavimentazioni aerate, con diversi dosaggi di fibre, con presenza o meno di rete elettrosaldata.

Un significativo e ampio studio numerico ha inoltre consentito di mettere in luce le principali problematiche sperimentalmente individuate, confermando l'utilità del calcestruzzo fibrorinforzato e la possibilità di ottimizzare la geometria.

SUMMARY

This paper focuses on slab elements made of mushroom pillars creating under-floor cavity and ventilated flooring, typical for industrial and civil buildings and for renovation. Those elements are generally known as "igloo". They create a help-giving cavity with an adequate barrier of circulating under-floor air which, if connected to tubing linked to the outside, provides the means for the dispersion of radon gas released from earth. These elements are made of a blend of high-strength recycled plastic materials.

Two different experimental campaign were performed aiming at studying the flexure and punching shear collapse mechanism and, in the second phase, investigating also the effect of steel fibre as partial or total substitution of the rebars. A total number of 9 experimental tests were conducted with different loading schemes, fibre or percentage of conventional reinforcement.

A broad numerical parametric set of non-linear finite element analyses allowed for a more comprehensive understanding of the experimental response of the members tested. Furthermore, it was possible to proof the utility of using fibre-reinforced concrete as a partial or even total substitution of classical steel mesh.

1. INTRODUZIONE

La presenza eccessiva d'umidità nelle parti costituenti un edificio rappresenta certamente un elemento di degrado ed insalubrità per l'edificio. Per questo motivo si è da sempre cercato di limitare gli effetti negativi causati dall'umidità attraverso degli accorgimenti sia in fase progettuale che in fase realizzativa.

Il vespaio o vespaio aerato è una camera d'aria che si realizza nelle costruzioni al fine di migliorare le condizioni dell'ambiente abitativo.

Già in epoca romana, per ottenere degli spazi vuoti al di sotto degli edifici, venivano utilizzate delle anfore, che tuttora si ritrovano nel corso degli scavi archeologici.

Allo stato attuale, si possono individuare diversi tipi di vespaio:

- vespaio in pietrame;
- vespaio in muretti e tavelloni;
- vespaio con travi in legno;
- vespaio con elementi plastici.

Questi elementi consentono di rimuovere gli sgradevoli e insalubri effetti dovuti alla formazione di condense e muffe oltre a eliminare il rischio di infiltrazioni dal terreno di gas radon. A questo proposito, i regolamenti d'igiene delle varie regioni italiane, per tutti i locali che hanno destinazione che comporta permanenza di persone, prescrivono l'obbligo di predisporre dispositivi tecnici tali da assicurare sia

lateralmente che inferiormente una buona ventilazione delle superfici.

Proprio in questi ultimi anni si è sviluppata una tecnologia nell'esecuzione dei vespai aerati che fa apparire come superate le tipologie di vespaio appena esposte; essa fa uso dei cosiddetti "igloo", cioè di casseri a perdere in materiale plastico riciclato sagomati in modo da essere ermeticamente collegati fra loro e costituiti da una calotta piana o convessa (Figura 1) modellata con nervature di irrigidimento diagonali su quattro supporti di appoggio (Figura 1).

Gli igloo presentano dimensioni in pianta solitamente pari a 50x50 cm o 75x75 cm e altezza dipendente dallo spessore voluto per l'intercapedine.

Il pavimento aerato a ventilazione naturale gettato su igloo viene ottenuto dopo alcune fasi lavorative: la prima consiste nello scavo di sbancamento e nella sistemazione, a perfetto livello, del fondo scavo. Lo scavo di sbancamento viene seguito dalla formazione del piano di posa degli igloo (di spessore e armatura dipendente dalle condizioni di carico) mediante getto di calcestruzzo. Quindi, si predispongono i punti e le condotte di ventilazione e sfiato tra i diversi vani del reticolo di fondazione con l'esterno, si posano tutte le eventuali tubazioni per gli impianti e le casseforme modulari plastiche con relativi pannelli ferma getto che hanno la funzione sia di impedire la penetrazione del calcestruzzo nella parte cava della piattaforma autoportante durante il getto, sia

di fungere da casseri per la formazione dei cordoli e delle travi di fondazione (Figura 2).



Figura 1 - La tipologia di igloo utilizzata nella sperimentazione



Figura 2 - Rappresentazione di un vespaio su igloo

In questo modo si formano da una parte una piattaforma pedonabile, sopra la quale viene eseguita la posa in opera del calcestruzzo necessaria per il riempimento dei volumi creatisi dall'accostamento delle gambe degli igloo e per la formazione della soletta (previa eventuale posa della rete elettrosaldata), e dall'altra parte un'intercapedine che viene ventilata grazie al collegamento con tubazioni all'esterno del fabbricato. Usualmente i collegamenti sono posti a nord e a sud, i primi (di entrata) a livello del piano campagna, mentre i secondi (di uscita) vengono portati fino oltre il tetto. In questo modo viene garantito un continuo flusso d'aria che consente l'asportazione dell'umidità e la diminuzione della concentrazione del gas radon (gas radioattivo proveniente dal suolo).

I vespai ventilati realizzati con cupole in plastica riciclata devono la loro rapida diffusione ai numerosi vantaggi che sono in grado di offrire rispetto ai vespai tradizionali; fra i tanti, è opportuno menzionare:

- la possibilità di posa su qualsiasi superficie di appoggio (calcestruzzo magro, terreno, ecc.);
- la facilità di posa in opera degli igloo, grazie alla leggerezza di questi elementi e alla semplicità di incastro reciproco; ciò determina anche una notevole velocità di posa in opera;
- l'adattabilità a qualsiasi forma in pianta: infatti, gli igloo possono essere tagliati agevolmente mediante un comune

seghetto, che consente loro di adattarsi al meglio alle diverse perimetrie ;

- la pedonabilità a secco durante le fasi di lavoro che consente agli operai di agire in completa sicurezza;
- la possibilità di alloggiare sotto il pavimento gli impianti e gli scarichi, rendendoli così ispezionabili e modificabili (attraverso pozzetti e/o botole) allo scopo previsti ed evitando, in questo modo, il ricorso alle opere di demolizione che si rendono necessarie ogni volta si voglia intervenire sugli impianti annegati nel calcestruzzo;
- la riduzione nel consumo di calcestruzzo, aspetto che ha consentito agli igloo di raccogliere riscontri positivi anche presso i sostenitori della bioedilizia. Infatti, grazie a questi elementi, è possibile diminuire l'impatto ambientale globale dell'edificio in quanto si riducono le quantità necessarie di materiali i cui processi produttivi sono fortemente penalizzanti da un punto di vista ambientale (come nel caso del cemento). Il fatto che la plastica (materiale di per sé tutt'altro che ecologico) utilizzata derivi da altri impieghi (sia, cioè, riciclata) costituisce un ulteriore fattore di sostenibilità dei prodotti considerati.
- la riduzione nel consumo di aggregati, dunque un contributo alla limitazione dello sfruttamento delle cave.

A questi si aggiungono, come già accennato, il convogliamento del gas radon all'esterno dell'edificio e la formazione di un'efficace barriera alla risalita capillare dell'umidità, grazie alla continuità degli elementi collegati che permettono l'isolamento della soletta dallo strato di calcestruzzo magro.

Un ulteriore aspetto caratterizzante gli igloo è la versatilità, infatti, in aggiunta ai vespai ventilati, essi possono essere utilizzati:

- nelle infrastrutture stradali e di urbanizzazione, in sostituzione delle condutture per il passaggio delle reti tecnologiche sotto marciapiedi, percorsi pedonali e ciclabili;
- nell'industria agricola, per le pavimentazioni di silos e capannoni, attraverso cui avviene l'insufflaggio d'aria per l'essiccazione dei cereali;
- nell'industria della conservazione, per la ventilazione delle pavimentazioni delle celle frigorifere;
- per la costruzione di impianti ecologici come discariche e bacini idrici per l'accumulo delle acque;
- per realizzare campi di calcio per consentire un'adeguata filtrazione delle acque meteoriche senza che avvenga il congelamento del terreno di gioco durante la stagione invernale.

Se da un lato questa tipologia è ampiamente utilizzata, dall'altro è stata ingegneristicamente poco studiata e approfondita. In questa memoria vengono presentati risultati numerici e sperimentali (di due differenti campagne) relativi a prove su porzioni di vespaio ventilato. In particolare, si è voluto testare i campioni di vespaio sia a flessione che a punzonamento e verificare se la rete elettrosaldata, ovvero la presenza di fibre di acciaio, contribuiscano e in che maniera a migliorare il comportamento strutturale in termini di capacità portante e controllo della fessurazione.

Sono state realizzate nove prove sperimentali su pavimentazioni aerate, con diversi dosaggi di fibre e con la presenza o meno di rete elettrosaldata.

Un significativo e ampio studio numerico ha inoltre consentito di mettere in luce le principali problematiche

sperimentalmente individuate, confermando l'utilità del calcestruzzo fibrorinforzato e la possibilità di ottimizzare la geometria.

Obiettivo finale è quello di fornire al progettista indicazioni utili circa le possibili modalità di rottura in funzione della tipologia di carico (concentrato o distribuito), riguardo al ruolo della rete elettrosaldata, dello spessore della cappa, della forma del cassero plastico e circa la possibilità di sostituire l'armatura classica con rinforzo fibroso costituito da fibre di acciaio negli usuali quantitativi della pratica odierna (20-30 kg/m³).

2. SPERIMENTAZIONE

Al fine di caratterizzare a flessione e punzonamento il comportamento di solai aerati, due serie di test sperimentali sono stati eseguiti presso il Laboratorio Prove Materiali "Pietro Pisa" della Facoltà di Ingegneria di Brescia, prevedendo l'applicazione di un carico concentrato crescente in corrispondenza della parte centrale della cappa di calcestruzzo del provino rappresentativo di una porzione di solaio.

Per il getto dei provini è stato innanzitutto realizzato un basamento in calcestruzzo dello spessore di 10 cm, allo scopo di riprodurre lo strato di sottofondo in magrone. Una volta indurito il calcestruzzo magro del basamento sono stati posizionati nove igloo Drytek 450, ognuno dei quali con altezza, in corrispondenza del colmo della cupola, pari a 45 cm ed ingombro, in pianta, pari a 58.4x58.4 cm.

Gli igloo sono stati accostati ed incastrati l'uno con l'altro in modo da formare una piattaforma pedonabile di dimensioni in pianta pari a 168.2x168.2 cm.

Al di sopra della piattaforma, formata dagli elementi plastici, è stato gettato calcestruzzo di classe C20/25 in modo da ottenere una cappa dello spessore minimo di 5 cm (in corrispondenza del colmo delle cupole plastiche) e il riempimento di tutti i volumi tra le gambe degli elementi plastici.

Al fine di riprodurre l'effetto cerchiante dei cordoli di fondazione, nella cappa sono state inserite quattro barre d'acciaio B450 C con diametro di 12 mm, disposte ad 1 cm di distanza dal colmo degli igloo e a due a due perpendicolari.

Per tre provini, prima del getto della cappa, si è proceduto anche alla disposizione di un foglio di rete elettrosaldata (acciaio B450 C) $\Phi 5$ con maglia di 20x20 cm, disposta a metà altezza.

La Figura 3 mostra un provino prima dell'esecuzione del test a rottura.



Figura 3 - Provino prima della prova sperimentale

Nella prova sperimentale si è applicato un carico concentrato monotonamente crescente al centro dell'igloo centrale, attraverso un martinetto elettromeccanico a vite traslante, in dotazione presso il Laboratorio, in grado di trasmettere un carico massimo di 500 kN e avente una corsa massima di 300 mm.

Ogni prova è stata condotta in controllo di spostamento del pistone del martinetto elettro-meccanico, imponendo una velocità di avanzamento costante pari a 200 $\mu\text{m}/\text{min}$, ridotta in corrispondenza di fasi instabili e/o di meccanismi locali, quali ad esempio lo sviluppo del punzonamento. In questo modo è stato possibile condurre ogni prova sperimentale in maniera stabile anche in corrispondenza di rami discendenti di carico, consentendo pertanto valutazioni circa le fasi post-picco e, inoltre, circa la duttilità.

Il martinetto in oggetto è stato montato su un telaio di contrasto, come mostrato in Figura 4.



Figura 4 - Allestimento di una tipica prova sperimentale

Per la valutazione degli spostamenti dei colmi delle volte degli igloo costituenti i vespai di prova sono stati utilizzati dei trasduttori di spostamento induttivo (LVDT, acronimo di Linear Variable Differential Transformer), posti al centro di 7 delle 9 volte costituenti l'elemento strutturale (Fig. 3).

Tra le variabili investigate maggiormente significative vi è la dimensione della piastra di acciaio di ripartizione del carico trasmesso dal martinetto elettromeccanico al provino (impronta di carico). Le dimensioni di tale piastra sono in stretta relazione alla tipologia di collasso atteso, per flessione o per punzonamento (quest'ultimo con le impronte di carico minori). Nelle due diverse fasi sperimentali sono state scelte differenti impronte di carico, come specificato nel seguito.

La prima serie di prove sperimentali ha riguardato sei provini [1]:

- I test 1, 3 e 5 hanno riguardato provini con rete elettrosaldata;
- I test 2, 4 e 6 hanno riguardato provini senza rete elettrosaldata.

Le prove eseguite si sono differenziate anche per altri aspetti, ad esempio per il tipo di piastra utilizzata. Più

precisamente, nella prima prova, condotta su un provino provvisto di rete elettrosaldata, non ci si è serviti, contrariamente alle restanti prove, di piastra quadrata 30x30 cm (impronta pari a 900 cm²), bensì di una piastra circolare con diametro pari a 25 cm (impronta di area pari a 490 cm²): questo ha fatto sì che la prova 1 risultasse decisamente più penalizzata rispetto alle altre, mostrando una crisi per punzonamento senza sviluppo di alcun meccanismo resistente flessionale.

Un'altra differenza tra le diverse prove risiede nelle differenti condizioni di vincolo realizzate nei quattro spigoli della soletta. Durante le prove 1, 2 e 3, la presenza del banco di prova a contatto con gli spigoli del provino ha fatto sì che si creasse una sorta di vincolo di semi-incastro locale ai quattro angoli mentre nelle prove 4, 5 e 6 sono stati adottati dei sistemi per mantenere il banco di prova staccato dalla soletta del provino, permettendo quindi il sollevamento libero dei 4 spigoli.

Nella Figura 5 sono riportate le curve "Carico-Freccia centrale" ottenute dai 6 provini della prima serie di prove sperimentali.

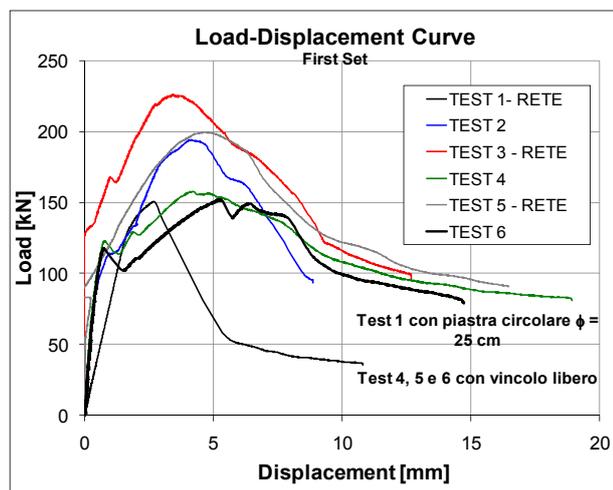


Figura 5 - Curva Carico-Spostamento in mezzeria relative ai 6 provini testati del primo set

Nella Tabella 1 sono riportati i carichi massimi registrati per ciascun provino e le medie dei carichi massimi per le serie con e senza rete elettrosaldata. Al fine di rendere i risultati più omogenei e confrontabili, per quanto riguarda le prove con rete elettrosaldata viene fornita anche la media ottenuta escludendo il test 1, in quanto ottenuto con una piastra di dimensioni minori.

Fatta eccezione per il provino 1, collassato per punzonamento (Figura 6), i successivi 5 tests hanno mostrato un collasso tipicamente flessionale, con sviluppo di fessurazioni in corrispondenza delle volte adiacenti a quella centrale e, inoltre, di significative deformazioni flessionali globali (Figura 7).

La seconda serie di prove sperimentali [2] ha riguardato tre tests su provini identici dal punto di vista della geometria, realizzati con calcestruzzo di classe C25/30, tutti provati con una impronta di carico pari a 20x20 cm (400 cm²), per meglio enfatizzare ed indagare l'aspetto strutturalmente più critico di questi elementi strutturali, vale a dire il punzonamento,

soprattutto in applicazioni industriali e, in generale, non residenziali (cioè applicazioni nella quali vi è la probabilità di forti concentrazioni di carico, come i magazzini, etc.).

Tabella 1 - Valori numerici di carico massimo e relative medie

PROVA	CARICO MASSIMO [kN]	MEDIA [kN]
1-RETE	151 (piastra differente)	193 (213 se TEST 1 escluso)
3-RETE	227	
5-RETE	200	
2	195	169
4	159	
6	153	



Figura 6 - Fessurazione per punzonamento, provino 1, serie 1



Figura 7 - Vista globale del Test 6 a rottura. Si noti la significativa deformata flessionale dell'elemento

Ogni prova, analogamente ai test 4-6 della prima serie, è stata effettuata evitando il contatto tra il banco di contrasto e i quattro spigoli.

L'aspetto innovativo di questa sperimentazione è stata l'aggiunta di fibre di acciaio uncinato alle due estremità, con diametro di 1 mm e lunghezza di 50 mm (rapporto d'aspetto l/φ=50) con quantitativi modesti, tuttavia rappresentativi della pratica delle pavimentazioni in calcestruzzo fibrorinforzato. Due prove (Test 2-2 e 3-2) sono stati effettuate con l'aggiunta di 20 kg/m³ (percentuale volumetrica V_f=0.25%) di fibre di acciaio, mentre nel provino 1-2 il contenuto di fibre è stato di 30 kg/m³ (V_f=0.38%).

Per quanto concerne le fibre, il relativo contributo resistente è dovuto all'abilità delle stesse di tenacizzare il calcestruzzo fessurato, permettendo trasferimento di sforzi residui tra facce adiacenti di fessure, tanto maggiori quanto più alta è la resistenza della fibra e/o il quantitativo.

Nel presente lavoro la resistenza post-fessurativa del composito fibrorinforzato è stata ricavata da prove di flessione su quattro punti, eseguite su travi prismatiche intagliate nella mezzeria con dimensioni di 150x150x600 mm, secondo le indicazioni della Normativa UNI 11039 [3]. In Figura 8 vengono mostrate le curve sperimentali sforzo nominale-apertura di fessura delle 8 travette, 3 con il quantitativo maggiore di fibre, 3 con 20 kg/m³ di fibre e due prive di rinforzo fibroso.

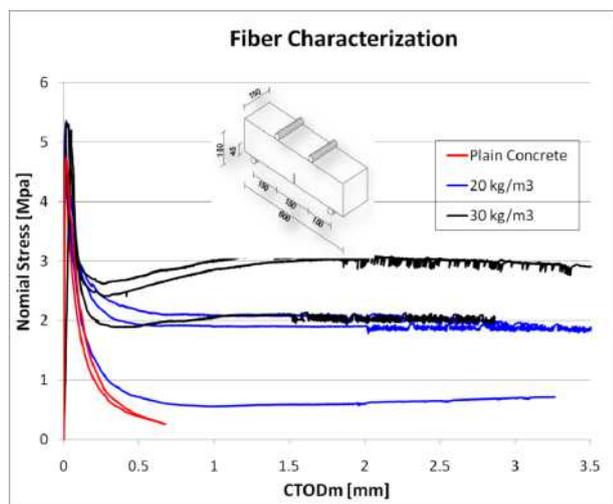


Figura 8 - Curva Sforzo Nominale-Apertura di fessura per travette secondo normativa UNI 11039

Dal grafico si può evincere come i due quantitativi di fibra non risultino particolarmente differenti, mentre è chiara l'influenza della fibra rispetto al calcestruzzo bianco.

In accordo alla normativa, sono stati determinati i valori medi di resistenza equivalente post-fessurazione, riassunti in Tabella 2.

Tabella 2 - Sforzi equivalenti dei due materiali fibrosi adottati

MATERIALE	$f_{eq(0.6)}$ [MPa]	$f_{eq(0.6-3)}$ [MPa]
20 Kg/m ³	2.13	1.59
30 Kg/m ³	2.64	2.67

La Figura 9 mostra le curve carico spostamento per i 3 provini, evidenziando un comportamento sostanzialmente simile e poco influenzato dal più alto contenuto di fibre presente nel Test 3-2. Come atteso, tutti i campioni sono collassati per punzonamento mostrando un relativo meccanismo resistente flessionale solo per valori molto ampi di spostamento.

In Figura 10 viene mostrato un particolare della zona centrale punzonata nei tre provini testati.

Il comportamento strutturale dei provini esclusivamente fibrorinforzati è risultato abbastanza soddisfacente e soprattutto meno fragile rispetto al provino 1 del primo set

(privo sia di fibre che di armatura convenzionale). Quest'ultimo, inoltre, pur essendo soggetto ad una impronta di carico circolare di 25 cm (area pari a 490 cm²), maggiore di quella quadrata di lato 20 cm utilizzata nei tre provini della seconda serie, ha mostrato un carico di rottura ben inferiore (di circa il 30%), non giustificabile dalla resistenza a compressione leggermente inferiore registrata nella prima serie di prove.

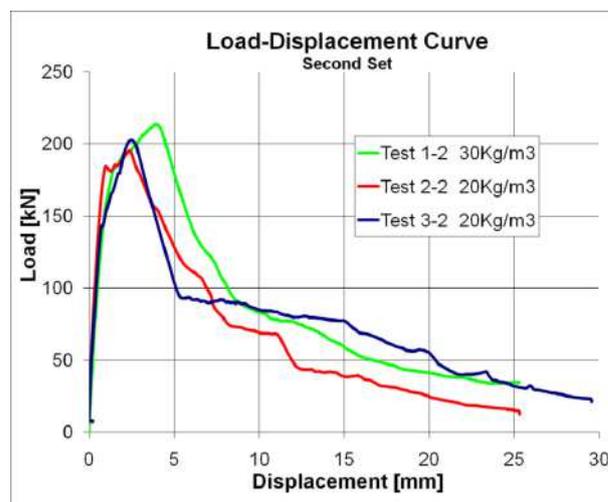


Figura 9 - Curva Carico-Spostamento in mezzeria relative ai 3 provini testati del secondo set

Inoltre, dal confronto tra i provini con rete della prima serie (Test 5) e quelli con fibre nel secondo, a parità di vincolo, emerge un contributo della rete sostanzialmente identico a quello del fibrorinforzato, pur con una impronta di carico che nel primo caso era doppia rispetto al secondo. Questo a dimostrazione dell'efficacia del rinforzo fibroso nel mitigare i fenomeni di localizzazione della fessura e punzonamento, come già mostrato da altri autori [4].

In Tabella 3 vengono mostrati i valori di carico massimo ottenuti dalla sperimentazione.

Tabella 3 - Valori numerici di carico massimo e relative medie ottenuti nella seconda serie di prove

TEST	CARICO MASSIMO [KN]	MEDIA [KN]
1-2 30 Kg/m ³	214	199
2-2 20 Kg/m ³	195	
3-2 20 Kg/m ³	203	

3. ANALISI NUMERICHE

Una volta eseguite le prove sperimentali si è proceduto a realizzare un modello ad elementi finiti non-lineare [5] che fosse in grado di simulare il comportamento di dette pavimentazioni ventilate, in presenza o meno di rete elettrosaldata, per diverse condizioni di carico, per diversi spessori della cappa di calcestruzzo e per diverse tipologie di calcestruzzo, fibrorinforzato incluso.

Per poter effettuare questo studio parametrico è stato innanzitutto necessario cercare di riprodurre nel modello numerico le condizioni di carico, di geometria e le caratteristiche dei materiali utilizzati nelle prove sperimentali,

in modo da poter confrontare i risultati numerici e sperimentali al fine di validare il modello.

In particolare sono state riprodotte numericamente:

- La prova 1 della prima serie, per verificare la capacità del modello di modellare la crisi per punzonamento della pavimentazione;
- le prove 4 e 6 e la prova 5 della prima serie per valutare la capacità del modello di riprodurre la crisi della pavimentazione sottoposta ad un carico distribuito su un'area maggiore (area di carico 30cmx30cm), rispettivamente nel caso senza e con rete elettrosaldata.

Per l'esecuzione delle analisi ad elementi finiti si è fatto ricorso al programma DIANA, sviluppato dalla TNO Building e Construction Research [6 e 7].

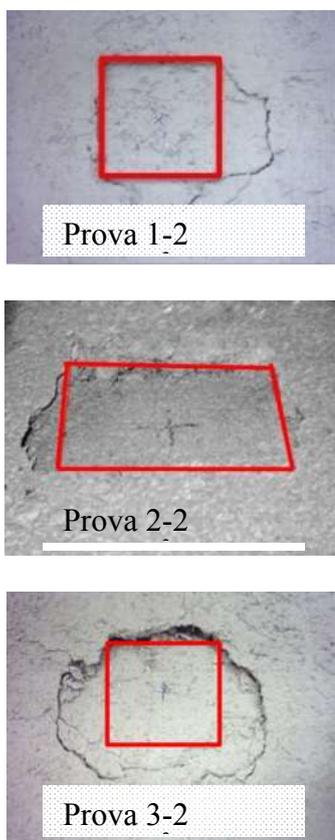


Figura 10 - Punzonamento al termine delle prove della seconda serie

Nella costruzione della geometria è stata sfruttata la simmetria del problema per cui, di fatto, è stata rappresentata solo un quarto della piastra sperimentale andando ad inserire degli opportuni vincoli di continuità che riproducessero le reali condizioni al contorno. Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali sono stati inseriti i valori medi sperimentali di resistenza per il calcestruzzo mentre per l'acciaio B450 C sono stati utilizzati i valori suggeriti dalla normativa.

Nella modellazione del vespaio si è evitato di inserire gli elementi plastici (igloo) poiché essi non contribuiscono in modo significativo alla capacità portante del vespaio ma fungono soprattutto da cassero a perdere.

Per riprodurre il comportamento del calcestruzzo nella fase post-fessurativa, soprattutto per quanto riguarda il calcestruzzo fibrorinforzato, sono stati invece utilizzati i risultati delle prove sperimentali di Figura 8, dai quali sono stati ricavati i valori di resistenza a trazione ed energia di frattura. Ulteriori dettagli sulla modellazione numerica sono riportati in [4].

Una volta riprodotta la geometria è stata generata la mesh per la modellazione della piastra (Figura 11 e Figura 12). Essa consiste in 58520 elementi solidi piramidali a quattro nodi con interpolazione pertanto lineare.

Opportune molle no-tension sono state inserite alla base di ciascun piedino per simulare un vincolo verticale che consenta il sollevamento della piastra, come sperimentalmente verificato.

Per riprodurre le prove 4, 5 e 6 è stato applicato un carico in corrispondenza del centro della soletta, distribuito su un'area pari a 15cmx15cm che corrisponde, tenendo conto delle condizioni di simmetria, ad una di carico di 30cmx30cm.

Come si può osservare dalla Figura 13, i risultati numerici riproducono abbastanza bene quelli sperimentali. In particolare, l'errore nella stima del carico ultimo è particolarmente basso (inferiore al 5%) nel caso di rete elettrosaldata. Il carico ultimo previsto dal modello è infatti pari a 208 kN a fronte di un carico ultimo sperimentale di 200 kN.

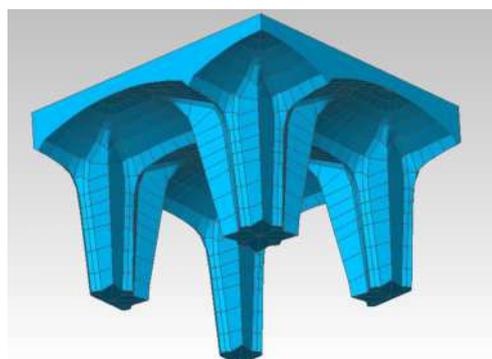


Figura 11 - Vista dall'alto della piastra riprodotta nell'analisi numerica

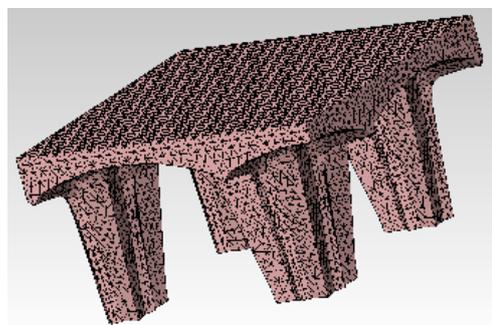


Figura 12 - Mesh della piastra

Meno brillante è risultata la previsione numerica nel caso dell'elemento in calcestruzzo bianco, come atteso, visto che l'assenza di armatura genera meccanismi resistenti fortemente legati alla resistenza a trazione del calcestruzzo, che è parametro fortemente variabile tra provino e provino e anche all'interno di uno stesso provino.

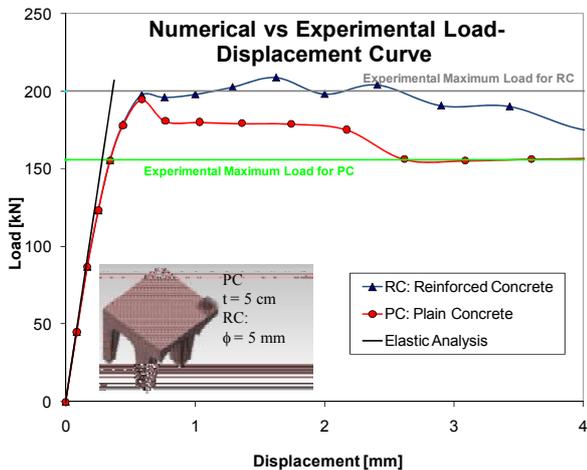


Figura 13 - Confronto tra i risultati sperimentali e le analisi numeriche relativi a provini senza armatura o con rete elettrosaldata

Una volta verificato che le analisi numeriche fossero in grado di riprodurre correttamente il comportamento reale della pavimentazione, sono state condotte una serie di analisi parametriche per valutare il comportamento della pavimentazione per diversi spessori della cappa di calcestruzzo, per diverse tipologie di materiali e per diverse tipologie di armatura longitudinale.

Le analisi sono state eseguite sia per carico distribuito che per carico concentrato. In questo modo è stato infatti possibile valutare la resistenza della pavimentazione ventilate sia nel caso dell'utilizzo del vespaio in situazioni dove i carichi risultino distribuiti, come avviene per esempio nelle palazzine ad uso abitazione (in questo caso infatti la presenza del massetto di sottofondo e del pavimento consentono una distribuzione di carichi, anche concentrati, su un'area estesa) sia per applicazioni dove i carichi siano concentrati su un'area limitata, come può avvenire per esempio per le pavimentazioni industriali.

Oltre ai numerosi risultati presenti in [4], alcune analisi sono state eseguite modellando la risposta strutturale di elementi in calcestruzzo fibrorinforzato con un contenuto di fibre di acciaio pari a 30 kg/m^3 , ed hanno riguardato uno spessore della cappa di calcestruzzo di 4, 5, 6, 7 e 8 cm (Figura 14). In queste analisi si è evitato di inserire la rete elettrosaldata in quanto difficilmente si inseriscono contemporaneamente fibre e barre longitudinali (in questi elementi le fibre costituiscono infatti un'alternativa alla rete). È evidente l'effetto benefico delle fibre nel trasferire sforzi residui tra due facce adiacenti della fessura, limitando la formazione e l'avanzamento della fessura, in primis quella in corrispondenza del punto di carico.

In Figura 15 sono state messe a confronto le curve carico spostamento ottenute per calcestruzzo ordinario, per calcestruzzo dotato di rete elettrosaldata di 5 mm di diametro

(passo 20 cm) e per calcestruzzo fibrorinforzato (30 kg/m^3) per uno spessore della cappa di 5 cm in ogni caso. Si può notare che l'elemento in fibrorinforzato è in grado di raggiungere un carico massimo superiore con una risposta post-picco meno fragile del provino con rete.

Un adeguato quantitativo di fibre è pertanto in grado di sostituire e anche migliorare la performance strutturale della rete elettrosaldata.

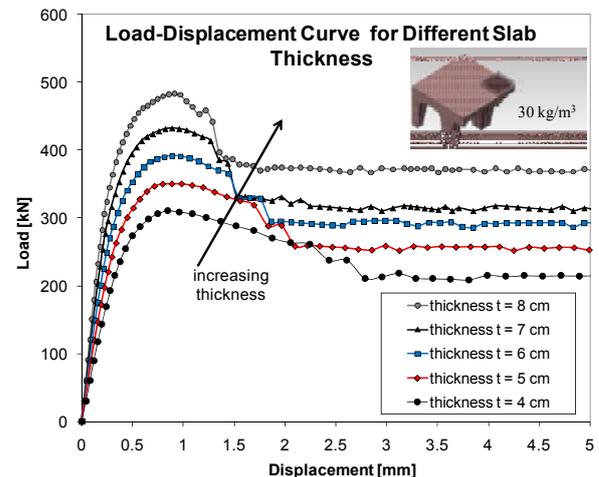


Figura 14 - Confronto tra le curve carico spostamento per calcestruzzo fibrorinforzato per diversi spessori della cappa di calcestruzzo

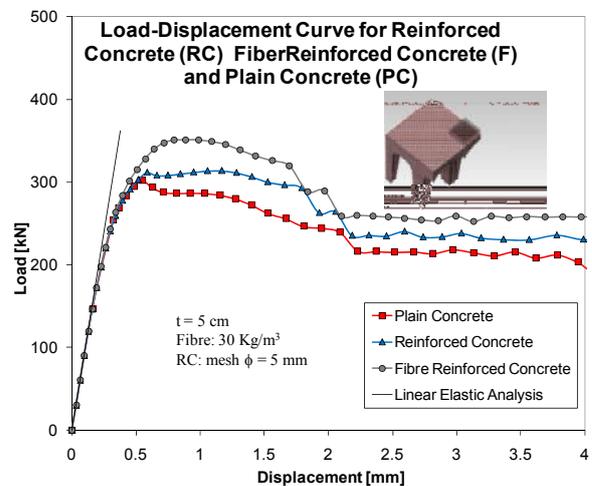


Figura 15 - Confronto tra le curve carico spostamento per calcestruzzo ordinario, per calcestruzzo con rete elettrosaldata $\phi 5 \text{ mm}$ e per calcestruzzo fibrorinforzato per uno spessore della cappa di 5 cm

Inoltre, sono state eseguite numerose analisi parametriche aggiuntive, atte ad individuare l'influenza di diversi fattori progettuali sulla risposta strutturale delle pavimentazioni su igloo quali: l'altezza della cappa in calcestruzzo, il quantitativo di rete elettrosaldata, la modalità di carico, la classe di resistenza del calcestruzzo e l'aggiunta di fibre nella matrice cementizia [4]. Le analisi parametriche svolte hanno permesso di concludere quanto segue:

- L'ispessimento della cappa di calcestruzzo determina un significativo miglioramento del comportamento del vespaio su igloo già in campo lineare, determinando una riduzione importante degli spostamenti (a parità di carico); anche il collasso risulta posticipato: un centimetro in più di soletta amplifica il carico ultimo di circa il 10%;
- l'inserimento della rete elettrosaldata nelle "volte" in calcestruzzo, pur non modificando in maniera sostanziale il comportamento in campo lineare, incrementa il carico ultimo e migliora il comportamento post-picco, conferendo una maggiore duttilità alla struttura;
- l'adozione di calcestruzzo fibrorinforzato consente di aumentare il carico ultimo di circa il 20%; in particolare, si è osservato come l'inserimento di fibre con un quantitativo pari a 30 kg/m³ nella matrice cementizia consenta di ottenere lo stesso carico ultimo raggiunto in presenza di rete elettrosaldata con uno spessore della cappa di 4 cm anziché di 5 cm. Questo fatto, nel caso si debbano ricoprire grandi superfici, produce un notevole risparmio sia in termini di materiale che di posa in opera.

4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nel presente lavoro sono stati presentati i risultati sperimentali di prove a rottura su 9 provini di vespaio aerato realizzati con casseri a perdere plastici di tipo "igloo".

Tale tecnologia trova utilizzi sempre più frequenti nella pratica edilizia in quanto consente di mitigare gli effetti dannosi legati alla risalita di umidità e alla circolazione del gas radon.

Occorre tuttavia ingegnerizzare questa tecnologia indagandone le peculiarità e particolarità strutturali.

A supporto dei risultati sperimentali, una serie di studi numerici condotti in campo non-lineare ha consentito di indagare e comprendere a fondo l'influenza di parametri chiave sulla risposta strutturale di questi elementi, tra i quali l'impronta di carico, lo spessore della cappa, il quantitativo di armatura classica e/o fibre di acciaio e la classe di resistenza di calcestruzzo.

Lo studio è stato condotto sia nei confronti del punzonamento che della flessione, due modalità di collasso il cui verificarsi è stato ampiamente relazionato ai parametri sopramenzionati.

Tra i risultati più significativi, l'utilizzo di un adeguato quantitativo di fibra di acciaio consente di sostituire pienamente la rete elettrosaldata e, in certi casi, di ridurre lo spessore della cappa in calcestruzzo fino al 15-20%.

Inoltre, a seconda della tipologia di carico attesa (concentrato o distribuito) differenti scelte in termini di spessore della cappa, di rete o quantitativo di fibre devono essere adottate.

Ulteriori indagini sperimentali e teoriche verranno condotte con l'intento di ottimizzare la geometria dell'elemento plastico nell'ottica di evitare concentrazioni di sforzo sulle "volte" in calcestruzzo, con particolare attenzione in corrispondenza dei piedini.

RINGRAZIAMENTI

La ricerca è stata finanziata dalla Gutta Werke, Filago (BG); gli Autori desiderano ringraziare il Geom. Marco Arezio per il sostegno fornito all'iniziativa.

Un ringraziamento particolare è rivolto all'Ing. Cristina Telaro e agli Ingegneri triennali Maffetti Emanuele e Carlo Ventura per il supporto nell'esecuzione delle prove sperimentali, nell'elaborazione dei dati e nell'esecuzione delle analisi numeriche.

BIBLIOGRAFIA

- [1] MAFFETTI, E., (2007) "Sperimentazione su elementi in c.a. per pavimentazioni ventilate", tesi di Laurea Triennale, A.A. 2006-2007, Facoltà di Ingegneria, Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio, e Ambiente, pp.82.
- [2] VENTURA, C., (2007) "Sperimentazione su pavimentazioni ventilate in calcestruzzo fibrorinforzato", tesi di Laurea Triennale, A.A. 2007-2008, Facoltà di Ingegneria, Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente, pp.156.
- [3] UNI 11039 (2003), "Steel Fiber Reinforced Concrete - Part I: Definitions, Classification Specification and Conformity - Part II: Test Method for Measuring First Crack Strength and Ductility Indices", Italian Board for Standardization.
- [4] GRIMALDI, A., MEDA, A. e RINALDI, Z., (2008) "Punching shear response in fiber reinforced bridge deck", Proceedings of Befib 2008, Chennai, India, September 2008.
- [5] TELARO, C., (2007) "Analisi non lineare di pavimentazioni ventilate soggette a flessione e punzonamento", tesi di Laurea Magistrale, A.A. 2006-2007, Facoltà di Ingegneria, Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio, e Ambiente, pp.293.
- [6] DIANA v.9.1., "Material library", TNO DIANA BV, Delft, The Netherlands, 2005, p.512.
- [7] ROTS, J.G., (1989) "Computational modeling of concrete fracture", PhD Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands.

RINFORZO A FLESSIONE DI SOLETTE IN C.A. CON LAMINE COMPOSITE FIBRORINFORZATE INSTALLATE CON ANCORAGGI MECCANICI

Annalisa Napoli¹, Fabio Matta², Antonio Nanni², Roberto Realfonzo¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno, Fisciano (SA)

² Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering, University of Miami, Coral Gables, FL (USA)

SOMMARIO

Questa memoria illustra i risultati di prove di flessione condotte su solette in c.a. rinforzate con lamine in materiale composito fibrorinforzato (FRP) collegate al calcestruzzo mediante connettori metallici. Questa tecnica, nota come “mechanically fastened” (MF-FRP), è particolarmente efficace in situazioni di emergenza, quando è necessario intervenire con rapidità e con procedure poco laboriose. Le prove includono anche un provino rinforzato mediante incollaggio esterno (“externally bonded”, EB-FRP) ed uno non rinforzato. I parametri investigati sono la disposizione dei connettori e la lunghezza della lamina. La nota affronta infine il problema dell’affidabilità delle attuali procedure per il progetto degli interventi di rinforzo di travi in c.a. con sistemi MF-FRP.

SUMMARY

This paper focuses on investigating the experimental behavior of reinforced concrete (RC) one-way slabs strengthened with Mechanically Fastened Fiber-Reinforced Polymer (MF-FRP) laminates. This technique is well suited for emergency repairs where constructability and speed of installation are critical requirements. The test matrix included MF-FRP strengthened specimens, a counterpart strengthened with the externally bonded (EB) FRP reinforcement, and a control specimen. The effects of fastener layout and laminate length on strength and deformability results and failure mode were studied. Specific gaps on the existing design procedures for flexural strengthening with MF-FRP systems are discussed.

1. INTRODUZIONE

Per gli interventi di rinforzo e di riparazione di elementi strutturali in calcestruzzo armato si fa sempre più spesso ricorso a sistemi realizzati con i cosiddetti “FRP”, ossia materiali polimerici fibrorinforzati. Nella fase di sviluppo di nuovi sistemi in FRP una particolare attenzione viene data alle modalità d’installazione del rinforzo, in quanto da queste dipendono i maggiori o minori disagi connessi all’interruzione del servizio del manufatto oggetto d’intervento.

Da qualche tempo è oggetto di studio una nuova tecnica che consiste nell’utilizzo di lamine pultruse in FRP da collegare al substrato in calcestruzzo mediante ancoraggi meccanici (“Mechanically Fastened FRP Laminates”).

L’uso sistemi “MF-FRP” (acronimo della denominazione inglese) può risultare particolarmente efficace in “situazioni d’emergenza”, ovvero quando è necessario intervenire in tempi rapidi e, quindi, con procedure di posa in opera meno laboriose di quanto siano quelle preliminari all’applicazione di lamine incollate al substrato in calcestruzzo (“Externally Bonded (EB) FRP Laminates”) o all’inserimento di barre da alloggiare nel copriferro (“Near Surface Mounted (NSM) Rebars”).

Nel primo caso (sistemi “EB-FRP”), infatti, prima di potere incollare le lamine al substrato è necessaria una

meticolosa preparazione dello stesso, propedeutica ad una buona adesione della lamina alla superficie in calcestruzzo; inoltre, bisogna considerare il tempo necessario alla presa dell’adesivo polimerico che in genere è di circa una settimana. Tutto ciò, ovviamente, comporta un prolungamento dei tempi di posa in opera.

Anche l’installazione di barre “NSM” necessita di tempi piuttosto lunghi, paragonabili a quelli di posa in opera delle lamine EB-FRP; inoltre l’installazione di barre NSM può provocare danneggiamenti alle barre in acciaio pre-esistenti.

In questa memoria sono presentati i risultati preliminari di prove sperimentali su solette in c.a. rinforzate con laminati ibridi (rinforzati con fibre di carbonio e vetro) in FRP, preforati, aventi un’elevata resistenza dei fori al rifollamento e collegati con bulloni metallici al substrato in calcestruzzo. I test condotti fino ad ora hanno riguardato solette in c.a. aventi dimensioni 305 x 152 x 3658 mm, non rinforzate, rinforzate a flessione con il sistema MF-FRP e rinforzate con il più tradizionale sistema EB-FRP [15].

I primi risultati ottenuti hanno messo in discussione la validità delle ipotesi di perfetta aderenza tra il rinforzo in FRP ed il calcestruzzo e di conservazione delle sezioni piane, che sono comunemente adoperate per il progetto degli interventi di rinforzo con laminati MF-FRP [1-3].

2. IL SISTEMA MF-FRP

Il sistema MF-FRP utilizzato nei test di cui si tratterà nel seguito è realizzato con lamine ottenute per pultrusione adoperando fibre di vetro e carbonio e resine di vinilestere.

La necessaria resistenza a rifollamento della lamina è garantita dalla presenza di filamenti in fibra di vetro distribuiti in maniera random, mentre la resistenza e la rigidità in direzione longitudinale è fornita da una combinazione di fibre di rinforzo di vetro di tipo “E” e di carbonio.

I laminati, mostrati in Figura 1 (prodotti nel caso specifico da Strongwell Corporation, Bristol, Virginia, USA), hanno uno spessore di circa 3.2 mm e larghezza di 102 mm e sono forniti in rotoli che arrivano fino a circa 30 metri di lunghezza.

La Strongwell fornisce i dati meccanici del prodotto nell'apposita brochure; risultati di test condotti per la determinazione delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti e delle caratteristiche meccaniche in direzione longitudinale e trasversale delle lamine sono reperibili in letteratura [1, 4].

Va sottolineato che le lamine generalmente adoperate per i sistemi EB-FRP (pultruse con fibre unidirezionali) mal si prestano all'utilizzo con ancoraggi meccanici. Queste lamine sono infatti caratterizzate da elevata resistenza e modulo elastico in direzione longitudinale ma hanno proprietà meccaniche notevolmente ridotte in direzione trasversale. E' stato mostrato [5] che questa natura ortotropica del materiale è causa di fenomeni di “splitting” del laminato quando questo viene collegato con connettori metallici (Fig. 2).

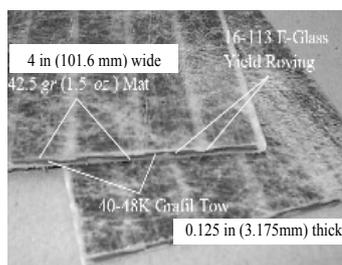


Figura 1 – Lamina adottata nei sistemi MF-FRP



Figura 2 – Rottura per “splitting” delle lamine [5]

La Figura 3 mostra vari tipi di connettori metallici che possono essere adoperati per l'ancoraggio della lamina al supporto in calcestruzzo.

I “power actuated fasteners” (PAF) sono chiodi da applicare con una sorta di pistola che li “spara” contro il substrato in calcestruzzo.

L'influenza di taluni parametri (il diametro e la lunghezza del chiodo; la presenza di rondelle impiegate per ridurre la concentrazione di tensioni nell'area circostante il foro) sul comportamento di questo tipo di connessione è stata valutata da vari autori [5,6].

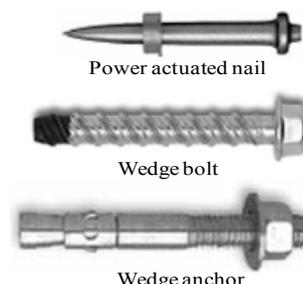


Figura 3 –Tipi di connettori per i sistemi MF-FRP

I PAF sono particolarmente adatti quando la resistenza del calcestruzzo è minore di 27 MPa; la presenza di inerti di elevate dimensioni potrebbe ostacolare l'inserimento del chiodo nel substrato in calcestruzzo [7].

I “wedge bolts” sono bulloni da avvitare anche utilizzando una chiave dinamometrica. La particolare filettatura facilita l'avanzamento nel calcestruzzo. Il serraggio dei bulloni non deve superare i valori raccomandati dal produttore e, come per i PAF, l'inserimento dei bulloni può essere difficile quando si hanno calcestruzzi particolarmente resistenti.

I “wedge anchors” sono tasselli che possono essere utilizzati per qualsiasi tipo di calcestruzzo, sebbene in tal caso i tempi d'installazione sono più lunghi. Maggiori dettagli a tal riguardo sono riportati in [4].

Sia per i bulloni che per i tasselli è suggerita l'adozione di diametri di circa 9 mm e, al fine di ottimizzare il comportamento delle connessioni, è consigliato l'utilizzo di rondelle e di resine per il riempimento dei fori; le prime, infatti, provocano un incremento della resistenza a rifollamento della connessione, le seconde limitano le possibili rotazioni del connettore nel foro stesso [8].

3. IL PROGRAMMA SPERIMENTALE

3.1 Provini e materiali di rinforzo

Il programma sperimentale, tuttora in corso presso l'Università di Miami, comprende l'esecuzione di prove di flessione su quattro punti, di tipo monotono, su solette in c.a. aventi lunghezza 3658 mm (luce netta pari a 3048 mm) e sezione trasversale di dimensioni 305 x 152 mm (Fig. 4).

Le solette sono state proporzionate in maniera tale da non richiedere armatura a taglio e con l'intento di raggiungere una crisi per flessione con l'armatura snervata.

L'armatura longitudinale è costituita da tre tondini di diametro 13 mm (4/8 di pollice) e quindi la percentuale geometrica è pari a circa l'1%.

Al momento sono stati eseguiti i primi sei test, di cui quattro su solette rinforzate a flessione con il sistema “MF-FRP”, uno su di un provino rinforzato con il “tradizionale” sistema “EB-FRP” e, infine, un altro su di un provino di riferimento, privo di rinforzo.

Il programma sperimentale prevede anche test su travi continue di medesima sezione trasversale, da rinforzare con lamine MF-FRP: queste altre prove saranno effettuate presso l'Università di Salerno.

Le sei solette che sono oggetto di questa memoria sono state realizzate da un unico getto di calcestruzzo al fine di ottenere provini quanto più simili possibile.

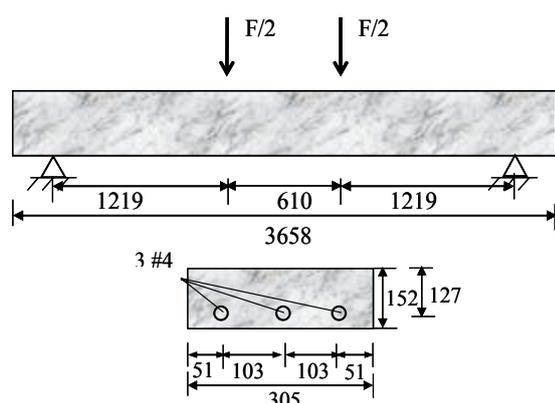


Figura 4 – Configurazione dei provini

La resistenza a compressione del calcestruzzo (f_c) è stata determinata mediante prove (test ASTM C39) eseguite su 9 provini cilindrici, aventi diametro 152 mm ed altezza 305 mm; la resistenza media ottenuta dai test è stata di 26.7 MPa, con una deviazione standard di 1.8 MPa.

Per l'armatura longitudinale sono state adoperate barre metalliche del tipo "Grade 60", aventi tensione di snervamento di 413 MPa e modulo di elasticità di 200 GPa.

Per il rinforzo con sistema MF-FRP sono state utilizzate le lamine pultruse della Strongwell di cui si è detto in precedenza (Fig. 1); in particolare è stata adoperata una sola lamina per ciascuna soletta e per il collegamento di questa al substrato in calcestruzzo sono stati impiegati "wedge bolts" di diametro 9.5 mm e lunghezza 44.5 mm.

L'installazione dei connettori è stata effettuata senza utilizzare né resine per l'occlusione dei fori né rondelle.

Il calcolo del momento ultimo teorico degli elementi rinforzati con il sistema MF-FRP è stato eseguito adottando procedure analitiche di letteratura [1,3]. Tali procedure, che si differenziano per le ipotesi fatte circa la modalità di rottura del collegamento lamina-calcestruzzo, assumono che siano rispettate le ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di perfetta aderenza tra il rinforzo in FRP ed il substrato in calcestruzzo.

Il rinforzo del provino "EB" è stato condotto secondo quanto prescritto dalle Istruzioni ACI [14], avendo come "target" la resistenza a flessione delle solette rinforzate con le lamine MF. Per raggiungere questo scopo è stato sufficiente un solo strato di tessuto unidirezionale in carbonio ad elevata resistenza, di spessore 0.165 mm e larghezza 305 mm; il tessuto è stato impregnato con resina bi-componente e non sono stati previsti ancoraggi meccanici o fasciature trasversali atti a prevenire la crisi fragile per delaminazione del rinforzo.

Le principali proprietà meccaniche degli elementi in FRP adoperati per il rinforzo delle solette sono mostrate in Tabella 1, dove $f_{u,FRP}$ e $\epsilon_{u,FRP}$ indicano la massima resistenza a trazione e la corrispondente deformazione, ed E_{FRP} è il modulo elastico. Nel caso delle lamine sono inoltre riportati il valore della resistenza a trazione "netta" $f_{un,FRP}$, cioè della resistenza

decrementata per la presenza dei fori, ed i valori della resistenza a rifollamento (f_b) che, a seconda dello sforzo di serraggio del bullone, variano in un range piuttosto ampio.

3.2 Disposizione dei connettori metallici

Il numero e la posizione dei connettori metallici giocano un ruolo significativo nel comportamento del sistema di rinforzo MF. Per questo motivo, prima di procedere con le prove sperimentali, la questione è stata affrontata in via teorica esaminando le indicazioni ed i risultati sperimentali che sono riportati in letteratura.

Dallo studio della bibliografia emerge che la crisi del sistema rinforzato può avvenire per:

1. rottura localizzata del supporto in calcestruzzo;
2. snervamento/rottura di un bullone;
3. rottura della lamina.

La rottura del calcestruzzo dipende dallo stato di danneggiamento della superficie nella zona circostante il foro e quando avviene si accompagna ad una rotazione del connettore all'interno del foro ed un successivo pull-out dello stesso. In genere questo tipo di crisi si ha quando il calcestruzzo è poco resistente e/o già fessurato, ovvero quando la lunghezza di infissione dei connettori è insufficiente o, infine, in presenza di inerti che impediscono un'adeguata infissione del perno [1,5].

La rottura del connettore generalmente si verifica in presenza di lunghezze di ancoraggio eccessive, calcestruzzi poco resistenti ed elevate distanze dei connettori dai bordi della lamina [4].

La rottura della lamina può verificarsi, invece, secondo quattro modalità [9-11]: rottura per trazione; rottura per trazione con strappo longitudinale ("splitting"); rottura per rifollamento del foro; rottura a taglio (Fig. 5).

La rottura per rifollamento (danneggiamento della lamina in corrispondenza del foro e progressiva deformazione dello stesso) è il tipo di rottura più auspicabile; in tal caso, infatti, si ha una pseudo-duttilità del collegamento che a tensione costante manifesta significative deformazioni. Le altre modalità di rottura sono invece di tipo fragile [12].

In particolare, la crisi per trazione è caratterizzata dalla rottura della lamina in corrispondenza del foro in direzione ortogonale al carico applicato; la rottura per trazione-"splitting" è dovuta ad una combinazione di tensioni di taglio e trazione nel materiale ed è caratterizzata da una fessura parallela alla direzione del carico che si manifesta all'estremità della lamina e si propaga progressivamente verso il foro del connettore; la rottura per taglio è caratterizzata dalla formazione di due fessure parallele alla direzione del carico applicato che si propagano dal foro del bullone verso l'estremità della lamina.

Le lamine adoperate sono caratterizzate da due file di fori disposte ad un interasse di circa 51 mm (Fig. 6).

I fori di ciascuna fila hanno, a loro volta, un interasse di 76 mm che corrisponde alla minima distanza raccomandata al fine di prevenire la rottura per taglio della lamina e quella del substrato in calcestruzzo [1,13].

Tabella 1 – Proprietà meccaniche dei materiali di rinforzo

tipo	$f_{u,FRP}$ (MPa)	$f_{un,FRP}$ (MPa)	$\epsilon_{u,FRP}$ (%)	E_{FRP} (GPa)	f_b (MPa)
Lamina ibrida	852	652	1.36	62	214-351
Tessuto in carbonio	3800	-	1.67	227	-

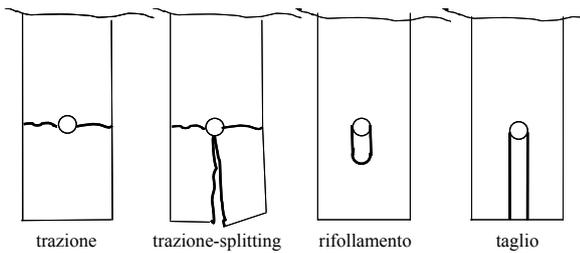


Figura 5 – Modi di rottura della lamina in FRP

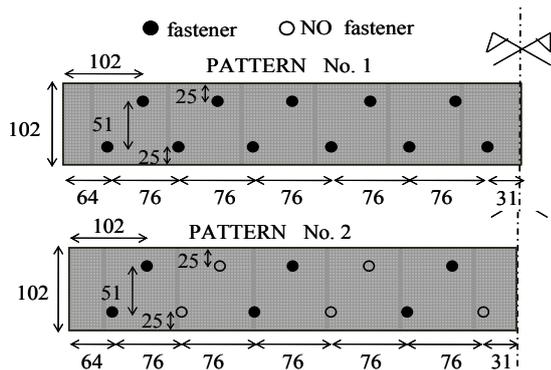


Figura 6 – Disposizioni dei connettori (dimensioni in mm)

All'estremità della lamina il primo foro è posto a 64 mm dal margine (Fig. 6); questa distanza è un valore di soglia sotto il quale non si deve andare se si vogliono scongiurare le rotture per "splitting" e per taglio del sistema in FRP [4,5]. Infine, la distanza tra l'asse del foro ed il bordo laterale della lamina è di 25 mm.

Le due configurazioni prescelte per il posizionamento dei bulloni ("Pattern No.1" e "Pattern No.2" in Fig. 6), derivano da un esame dei dati sperimentali presenti in bibliografia, e mirano a prevenire alcune rotture fragili del sistema MF, ossia la rottura per taglio e per splitting della lamina e quella del substrato in calcestruzzo. Nel caso del Pattern No. 1 i connettori sono inseriti in tutti i fori della lamina; nel caso del Pattern No. 2, invece, i connettori sono posizionati ad un interasse di 152 mm su ciascuna fila (un foro sì ed uno no).

3.3 Matrice dei test

La tabella 2 riporta i dati principali dei provini sottoposti

ai test di flessione, ossia: larghezza (b_f), spessore (t_f) e lunghezza (L_f) delle lamine in FRP impiegate per il rinforzo; disposizione (tipo di Pattern) e numero (N_b) dei connettori.

Le sigle "C" ed "EB" identificano, rispettivamente, il provino di riferimento (non rinforzato) e quello rinforzato con la tecnica EB-FRP.

Con le sigle "MF-1-L" e "MF-1-S" sono indicati, invece, due provini rinforzati con lamine di diversa lunghezza (il simbolo "L" sta per "lamina lunga", mentre "S" indica la "lamina corta") ancorate al substrato adoperando connettori disposti secondo il Pattern No.1.

Le sigle "MF-2-L" e "MF-2-S", infine, identificano due provini rinforzati con lamine aventi differenti lunghezze e vincolate con connettori disposti secondo il Pattern No.2.

I 6 test condotti hanno dunque consentito di valutare il comportamento flessionale delle solette in assenza ed in presenza di rinforzo, eseguendo quest'ultimo con le "tradizionali" lamine incollate ovvero con il sistema MF; per le lamine ibride, come visto, sono state utilizzate diverse geometrie e diverse configurazioni dei connettori.

Tabella 2 – Dati del sistema di rinforzo per le solette considerate

Test	b_f (mm)	t_f (mm)	L_f (mm)	Pattern	N_b
C	-	-	-	-	-
EB	305	0.165*	2865	-	-
MF-1-L	102	3.2	2718	1	67
MF-1-S	102	3.2	2108	1	51
MF-2-L	102	3.2	2718	2	35
MF-2-S	102	3.2	2413	2	29

*Spessore nominale del tessuto

3.4 Set-up di prova e strumentazione dei provini

Le solette sono state sottoposte a test di flessione su quattro punti; per l'applicazione del carico è stato adoperato un martinetto idraulico ed una traversa d'acciaio ha consentito di applicare le forze concentrate, simmetricamente rispetto alla mezzeria, ad una distanza di 610 mm l'una dall'altra.

Il set-up di prova è mostrato in Figura 7a.

I provini sono stati adeguatamente strumentati al fine di monitorare spostamenti e deformazioni (Fig. 7b).

In particolare, sono stati utilizzati trasduttori di spostamento (DCVT) per misurare la freccia in mezzeria e gli eventuali spostamenti in corrispondenza dei supporti.

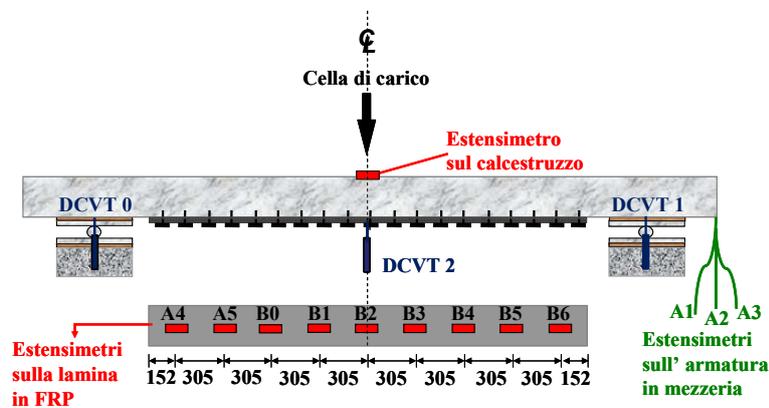


Figura 7 – Sistema di prova e strumentazione dei provini

Prima del getto sono stati applicati, in corrispondenza della mezzeria, estensimetri per la misura delle deformazioni delle armature in trazione; altri estensimetri sono stati utilizzati per misurare la deformazione del calcestruzzo compresso in mezzeria e le deformazioni di trazione del rinforzo in FRP lungo la trave. Questi ultimi sono stati disposti con un interasse di 305 mm.

4. RISULTATI SPERIMENTALI

4.1 Modalità di rottura

Le Figure 8 e 9 mostrano le modalità di rottura e lo stato di fessurazione dei provini. In particolare, per il provino di riferimento la fessurazione per flessione si è manifestata a partire dalla mezzeria per un livello di carico pari a circa 8.9 kN; successivamente ed ha interessato tutta la zona di momento costante; l'apertura di ulteriori fessure di tipo taglio-flessione è stata osservata per carichi maggiori nel tratto a taglio costante con una propagazione del fenomeno fessurativo verso gli appoggi. Il collasso del provino non rinforzato è stato caratterizzato dallo schiacciamento del calcestruzzo in mezzeria preceduto dallo snervamento delle barre metalliche (Fig. 8a).

Per il provino EB, invece, il collasso è stato caratterizzato da una prematura crisi del rinforzo in FRP per debonding intermedio, manifestatasi dapprima in prossimità della zona di momento massimo. La delaminazione ha poi progressivamente interessato anche il tratto tra il punto di applicazione del carico e l'appoggio (Fig. 8b).

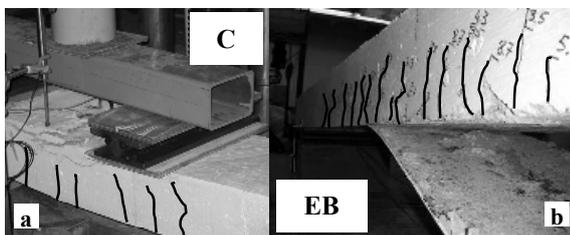


Figura 8 – Modalità di collasso: provini C ed EB

Come per il provino di riferimento, il collasso delle solette rinforzate con il sistema MF-FRP è stato caratterizzato dallo schiacciamento del calcestruzzo preceduto dallo snervamento dell'armatura metallica (Fig. 9).

Tuttavia, nel caso dei provini “MF-1-S” e “MF-2-L”, non appena lo snervamento delle armature è stato raggiunto, le fessure da flessione formatesi al di fuori della zona di momento costante si sono progressivamente sviluppate nella forma di fessure da taglio-flessione. In prossimità del collasso, l'elevata concentrazione di forze di taglio ha causato



Figura 9 – Modalità di collasso: provini rinforzati con lamine MF-FRP

lo spalling del copriferro in calcestruzzo.

Per i provini “MF-1-S”, “MF-2-L” e “MF-2-S” lo schiacciamento del calcestruzzo si è manifestato in prossimità di uno dei due punti di carico, mentre per la soletta “MF-1-L” in corrispondenza della mezzeria.

Contrariamente a quanto accade generalmente per i sistemi EB-FRP, il collasso dei provini rinforzati con il sistema MF-FRP non è stato mai caratterizzato dal distacco della lamina dal substrato in calcestruzzo.

Inoltre, i test hanno mostrato l'efficacia di entrambi i layout dei connettori adottati (Pattern No.1 e Pattern No.2) nel prevenire rotture fragili della connessione.

4.2 Resistenza e deformabilità

Le tabelle 3 e 4 riportano i risultati dei test in termini di momento flettente e deformabilità ottenute, rispettivamente, in corrispondenza dello snervamento ed in condizioni ultime.

La tabella 3 mostra i valori del momento allo snervamento, M_y , della freccia corrispondente, δ_y , e delle variazioni percentuali (incrementi o riduzioni) di resistenza flessionale, I_{My} , e della freccia, $I_{\delta y}$, rispetto al provino non rinforzato. Analogamente la tabella 4 mostra, invece, il momento ultimo, M_u , la freccia corrispondente, δ_u , e le variazioni, I_{Mu} ed $I_{\delta u}$, di queste due grandezze rispetto alla soletta di riferimento (M_u = momento flettente massimo).

Tabella 3 – Risultati dei test in condizioni di snervamento

Test	M_y (kN m)	I_{My} (%)	δ_y (mm)	$I_{\delta y}$ (%)
C	17.6	-	25.4	-
EB	20.9	18.7	22.9	-9.8
MF-1-L	20.6	17.1	22.9	-9.8
MF-1-S	21.7	23.3	25.4	0
MF-2-L	21.2	20.4	25.1	-1.2
MF-2-S	20.3	15.3	25.4	0

Osservando i dati riportati nelle tabelle, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- allo snervamento, le solette rinforzate con le lamine MF-FRP hanno esibito, rispetto al provino non rinforzato (test “C”), incrementi di momento flettente che vanno dal 15.3% (test “MF-2-S”) al 23.3% (test “MF-1-S”) cui corrispondono decrementi della freccia δ_y talvolta praticamente trascurabili;
- in condizioni ultime, le solette rinforzate con le lamine MF-FRP hanno esibito rispetto al provino non rinforzato incrementi significativi di momento flettente che variano dal 31.1% (test “MF-2-S”) al 58.7% (test “MF-1-L”) e decrementi di deformabilità che sono diversi al variare del tipo di layout dei connettori (minori per il Pattern 2);

Tabella 4 – Risultati dei test a rottura

Test	M_u (kN m)	I_{Mu} (%)	δ_u (mm)	$I_{\delta u}$ (%)
C	23.5	-	91.4	-
EB	34.5	46.8	58.4	-36.1
MF-1-L	37.3	58.7	68.6	-25.0
MF-1-S	34.3	46.0	58.4	-36.1
MF-2-L	33.9	44.3	73.7	-19.4
MF-2-S	30.8	31.1	66.0	-27.8

- gli incrementi di resistenza ottenuti con il sistema MF-FRP sono paragonabili con quelli conseguiti con il rinforzo EB-FRP; selezionando bene il layout dei connettori, inoltre, è possibile limitare la riduzione di deformabilità della trave rinforzata rispetto a quella non rinforzata, ottenendo soluzioni migliori (Pattern No. 2) rispetto a quelle che si hanno con le lamine incollate. Si ha conferma di ciò confrontando i provini “EB” e “MF-2-L”, per i quali, a fronte di valori simili del momento ultimo, si hanno frecce considerevolmente diverse: il decremento della freccia massima rispetto al caso “C” è infatti del 36.1% per la soletta “EB”, e solo del 19.4% per la soletta “MF-2-L”;

- il comportamento dei provini “MF-1” (disposizione ravvicinata dei connettori - Pattern No. 1) è analogo a quello del provino “EB”; in particolare, il test “MF-1-S” ha fornito, in condizione ultime, la stessa risposta del provino “EB”.

I commenti sopra riportati trovano ulteriore conferma dall’esame delle curve momento-freccia di Figura 10.

Dalla figura si osservano, prima dello snervamento, lievi incrementi della rigidità dei provini rinforzati rispetto al provino non rinforzato; tali incrementi sono più evidenti per le due solette tipo “MF-1” e per quella “EB”.

Le curve mostrano, invece, maggiori differenze nella fase post-snervamento. A tal proposito si nota bene la maggiore resistenza a flessione in assoluto delle solette “MF-1-L” e “MF-1-S”, per le quali è stato adottato lo schema di connessione denominato Pattern No. 1, quello con il maggior numero di bulloni, e del provino rinforzato con il sistema EB, sebbene proprio questi tre test abbiano evidenziato la minore capacità deformativa.

Al contrario l’incremento di resistenza che si ottiene collegando le lamine all’intradosso delle solette con connettori disposti secondo il Pattern 2 (test “MF-2-L” ed “MF-2-S”) è minore, ma in questi casi la riduzione di duttilità rispetto al provino non rinforzato è più contenuta.

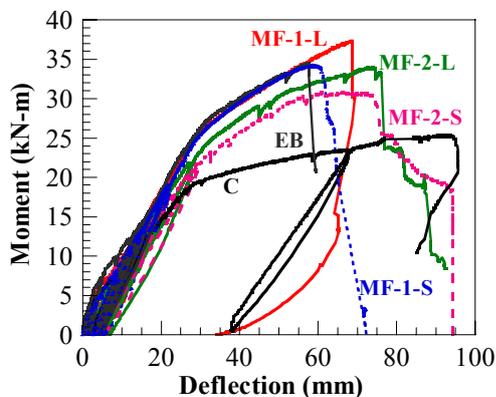


Figura 10 – Curve sperimentali momento-freccia

Vi è dunque una chiara correlazione tra il comportamento degli elementi ed il numero dei connettori impiegati per installare le lamine: in particolare, confrontando tra di loro i test MF si ricava che minore è il numero dei connettori minore è la resistenza a flessione conseguita ma maggiore è la duttilità. Questa maggiore duttilità è direttamente correlata allo spostamento relativo lamina-calcestruzzo di cui una componente significativa è dovuta al rifollamento del foro.

Quest’ultima considerazione trova conferma osservando lo stato di danneggiamento delle lamine utilizzate per rinforzare i provini “MF-1-S” e “MF-2-S” (Fig. 11).

All’incremento dell’interasse tra i connettori, infatti, corrisponde una maggiore deformazione del foro e quindi un maggiore scorrimento della lamina.

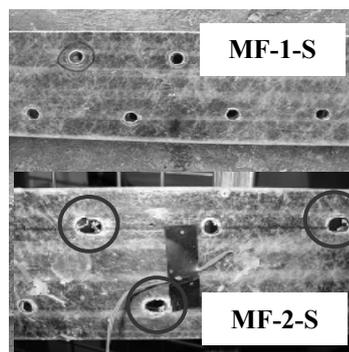


Figura 11 – Stato di danneggiamento della lamina MF a fine prova

4.3 Deformazioni

In Figura 12a sono riportati, solo per alcuni test, gli andamenti delle deformazioni di trazione nel rinforzo in FRP in funzione del momento agente. Le deformazioni sono state misurate utilizzando estensimetri disposti come mostrato in Figura.

In Figura 12b, invece, è riportato, per le stesse prove, il profilo di deformazione lungo il rinforzo per alcuni livelli di momento agente.

Come si può osservare in tutti i casi qui riportati le massime deformazioni sono state registrate dai tre estensimetri più centrali, ossia quelli posti in corrispondenza della porzione di soletta soggetta a momento costante (due estensimetri erano posti in corrispondenza del punto di applicazione delle forze ed il terzo esattamente in mezzeria).

La massima deformazione dell’FRP, pari a circa $8000\mu\epsilon$, è stata registrata nel corso della prova EB, immediatamente prima della delaminazione della lamina, mentre nel caso dei test MF-FRP sono state sempre registrate deformazioni più basse, mai superiori a $6800\mu\epsilon$.

I profili di deformazione di Figura 12b mostrano un andamento simmetrico nel caso delle solette rinforzate con lamine MF-FRP con un trend delle deformazioni misurate che, andando dall’estremità della lamina verso la mezzeria della soletta, presenta un incremento lineare.

Nel caso EB, invece, l’andamento è asimmetrico e non lineare fin dai primi livelli di momento agente. In questo caso si può inoltre notare come la deformazione misurata dall’estensimetro B3, in prossimità del quale si è manifestata la crisi per debonding, si incrementa notevolmente a partire da un livello di momento agente pari a circa 30 kN m.

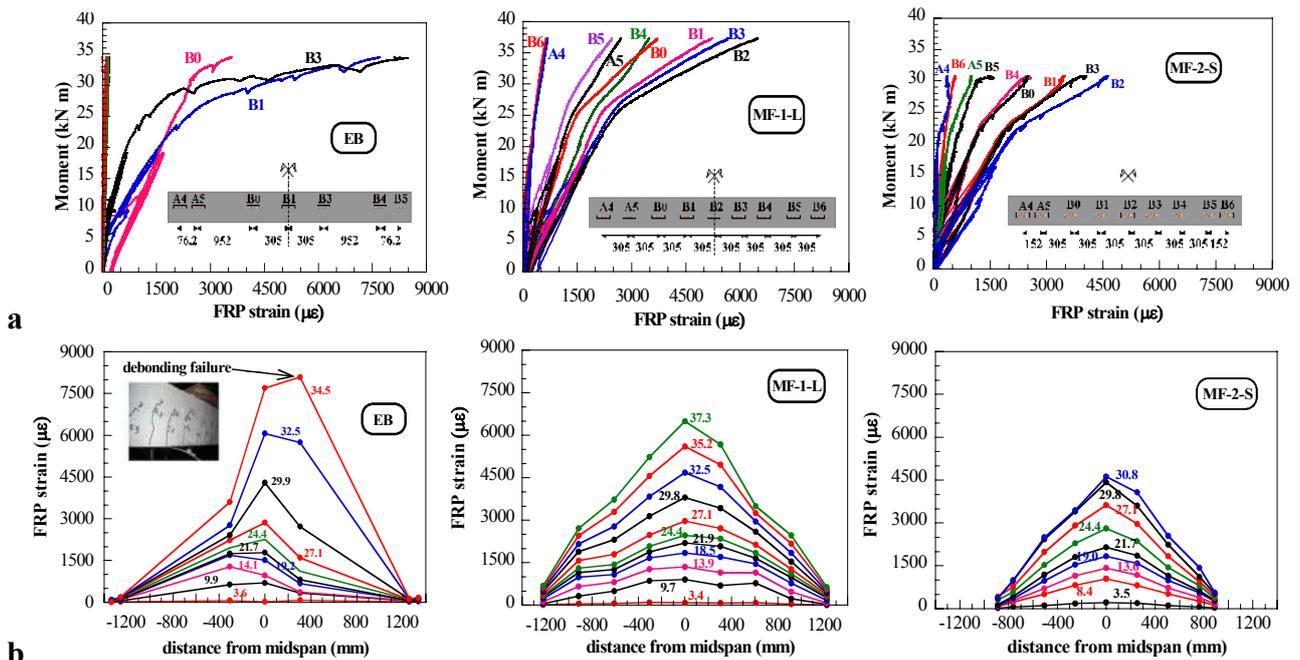


Figura 12 – Deformazioni della lamina in FRP per alcune prove effettuate

I trend lineare delle deformazioni lungo la lamina MF-FRP, mostrato nei due diagrammi di Figura 12b, consente di concludere che i connettori sono sollecitati in eguale misura; infatti, tra estensimetro ed estensimetro vi è sempre lo stesso numero di bulloni e ad essi - stante l'andamento lineare delle deformazioni (e quindi delle tensioni) nella lamina - compete la stessa forza di scorrimento.

Un'osservazione analoga è riportata in [5].

4.4 Scorrimenti lamina-substrato nei sistemi MF-FRP

I grafici riportati in Figura 13 mostrano la variazione della posizione dell'asse neutro determinata, per la sezione di mezziera, nel corso del test effettuato sul provino "MF-1-L"; i diagrammi sono stati ottenuti adoperando le letture degli estensimetri posizionati sull'armatura metallica, sul rinforzo in FRP e sul calcestruzzo all'estradosso della soletta, in prossimità della mezziera dell'elemento.

È opportuno evidenziare che le considerazioni nel seguito riportate in merito a tali grafici sono da ritenersi valide per gli andamenti osservati in tutti i test MF che, per motivi di spazio, non tutti sono qui mostrati.

Nel grafico di Figura 13a la profondità dell'asse neutro è individuata attraverso le misure sperimentali della massima deformazione del calcestruzzo a compressione (ϵ_c) e della deformazione dell'armatura metallica (ϵ_s) che è posizionata a circa 127 mm dal lembo compresso.

Al raggiungimento della capacità ultima della soletta, corrispondente ad un valore del momento flettente di circa 37kNm, le deformazioni nel calcestruzzo compresso e nell'acciaio teso sono rispettivamente pari a: $\epsilon_c = 3310 \mu\epsilon$; $\epsilon_s = 10865 \mu\epsilon$. Si individua, pertanto, una profondità dell'asse neutro pari a circa 30 mm (linea rossa di Fig. 13a).

Nel grafico di Figura 13b, invece, la profondità dell'asse neutro è valutata attraverso le misure sperimentali della ϵ_c e della deformazione della lamina in FRP (ϵ_{frp}).

Al raggiungimento della capacità ultima della soletta le deformazioni suddette sono risultate pari a: ($\epsilon_c = 3310 \mu\epsilon$; $\epsilon_{frp} = 6779 \mu\epsilon$). Da queste misure si deduce una profondità dell'asse neutro pari a circa 50 mm (tratto rosso in Fig. 13b).

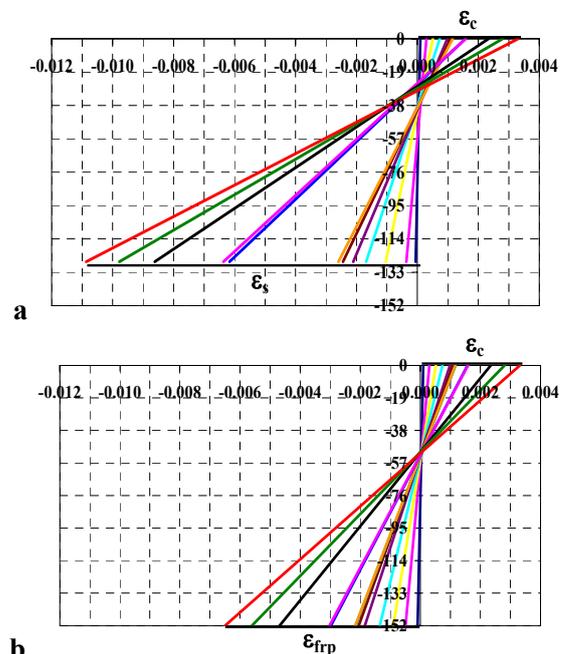


Figura 13 – Variazione dell'asse neutro nel corso del test "MF-1-L"

L'assoluta discordanza tra i valori trovati nei due casi per la profondità dell'asse neutro - 30 e 50 mm - evidenzia la presenza di scorrimenti relativi tra la lamina MF-FRP ed il calcestruzzo. Osservando anche le altre rette di deformazione

riportate nei grafici di figura 13 ci si accorge che gli scorrimenti sono attivati fin dai primi livelli di carico.

Tale evidenza impone quindi di rivedere le attuali procedure di progetto per il rinforzo di elementi in c.a. con il sistema MF-FRP in quanto, come già ricordato, queste sono basate sulle tradizionali ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di perfetta aderenza lamina-calcestruzzo [15].

Sulla base di tali ipotesi, infatti, la deformazione massima della lamina MF-FRP dovrebbe risultare paragonabile a quella misurata sperimentalmente nell'armatura metallica ($\epsilon_s = 10865 \mu\epsilon$) e quindi pari a circa 1.6 volte la deformazione effettivamente misurata nella lamina ($\epsilon_{frp} = 6779 \mu\epsilon$).

5. CONCLUSIONI

In questa memoria sono stati presentati e discussi i risultati sperimentali di prove su solette in c.a. di dimensioni $305 \times 152 \times 3658$ mm e rinforzate a flessione con un sistema di recente introduzione noto con il termine MF-FRP. Si tratta in particolare di lamine pultruse in FRP con elevata resistenza a rifollamento che sono collegate al substrato in calcestruzzo mediante connettori metallici.

Al fine di valutare l'efficacia del sistema MF-FRP in esame, un provino aggiuntivo è stato rinforzato esternamente con la ben nota tecnica EB-FRP, in cui il tessuto in FRP viene incollato al substrato in calcestruzzo, mentre un'ulteriore soletta non è stata rinforzata.

L'analisi dei risultati sperimentali ha consentito di trarre le seguenti principali conclusioni:

- in condizioni ultime, le solette rinforzate con le lamine MF-FRP hanno esibito, rispetto al provino non rinforzato, incrementi significativi di momento flettente che variano dal 31.1% al 58.7% e decrementi di deformabilità che sono strettamente correlati al layout dei connettori;
- gli incrementi di resistenza ottenibili con il rinforzo MF-FRP sono del tutto comparabili a quelli conseguibili con il rinforzo EB-FRP;
- con un'appropriata selezione del layout dei connettori è possibile contenere l'inevitabile riduzione di deformabilità delle solette connessa all'introduzione del sistema di rinforzo, mantenendo un comportamento sufficientemente duttile;
- le massime deformazioni del rinforzo in FRP sono state sempre misurate in prossimità della mezzera degli elementi; nel caso delle solette rinforzate con il sistema MF, tali valori di deformazione sono sempre inferiori alla deformazione massima ottenuta per il provino rinforzato con il sistema EB.

E' inoltre rilevante evidenziare che l'analisi dei risultati sperimentali in termini di deformazioni ha messo in evidenza la presenza di non trascurabili scorrimenti relativi tra la lamina MF-FRP ed il substrato in calcestruzzo; tali scorrimenti sono stati registrati sin dai primissimi step di carico.

Di conseguenza, le procedure adottate per il progetto degli interventi di rinforzo con lamine MF, tutte basate sulle ipotesi di perfetta aderenza tra rinforzo e calcestruzzo e di conservazione delle sezioni piane, tendono a sopravvalutare le deformazioni raggiunte nelle lamine e quindi il loro contributo. Risultano pertanto necessari approfondimenti per l'implementazione di procedure di progetto affidabili.

Si ringrazia la ditta Strongwell (Bristol, Virginia, USA) per la fornitura delle lamine MF-FRP.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ARORA, D. (2003) – Rapid strengthening of reinforced concrete bridge with mechanically fastened fiber-reinforced polymer strips. *M.Sc. Thesis*, University of Wisconsin – Madison, 353 pp.
- [2] LAMANNA, A.J., BANK, L.C., SCOTT, D.W. (2004) – Flexural strengthening of reinforced concrete beams by mechanically attaching fiber-reinforced polymer strips. *Journal of Composites for Construction*, V.8, No. 3, 203–210.
- [3] BANK, L.C., ARORA, D. (2007) – Analysis of rc beams strengthened with mechanically fastened FRP (MF-FRP) strips. *Composite Structures*, V. 79, 180-191.
- [4] RIZZO, A. (2005) – Application of mechanically fastened FRP (MF-FRP) pre-cured laminates in off-system bridges. *M.Sc. Thesis*, University of Missouri-Rolla, 285 pp.
- [5] LAMANNA, A.J. (2002) – Flexural strengthening of reinforced concrete beams with mechanically fastened fiber reinforced polymer strips. *PhD Thesis*, University of Wisconsin-Madison, 287 pp.
- [6] LAMANNA, A.J., BANK, L.C., SCOTT, D.W. (2001) – Flexural strengthening of reinforced concrete beams using fasteners and fiber reinforced polymer strips. *ACI Structural Journal*, V. 98, No.3, 368–376.
- [7] BANK, L.C. (2004) – Mechanically-fastened FRP (MF-FRP) – A viable alternative for strengthening rc members. *Proceedings of CICE 2004*, Adelaide, Australia, 12 pp.
- [8] RIZZO, A., GALATI, N., NANNI, A., BANK, L.C. (2005) – Strengthening concrete structures with mechanically fastened pultruded strips. *COMPOSITES 2005*, Columbus, Ohio (USA), 15 pp.
- [9] CAMANHO, P.P., MATTHEWS, F.L. (1997) – Stress analysis and strength prediction of mechanically fastened joints in FRP: a review. *Composites Part A*, V. 28, 529-547.
- [10] HASSAN, N.K., MOHAMEDIEN, M.A., RIZKALLA, S.H. (1997) – Multibolted joints for GFRP structural members. *Journal of Composites for Construction*, V. 1, No. 1, 3-9.
- [11] HASSAN, N.K., MOHAMEDIEN, M.A., RIZKALLA, S.H. (1997) – Rational model for multibolted connections for GFRP members. *Journal of Composites for Construction*, V. 2, No. 1, 71-78.
- [12] ROSNER, C.N., RIZKALLA, S.H. (1995) – Bolted connections for fiber reinforced composite structural members: experimental program. *Journal of Materials in Civil Engineering*, V. 7, No. 4, 223-231.
- [13] BANK, L.C., ARORA, D. (2007) – Analysis of RC beams strengthened with mechanically fastened FRP (MF-FRP) strips. *Composite Structures*, V. 79, 180-191.
- [14] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2008) – Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. *ACI 440.2R-08*, ACI Committee 440, Farmington Hills, MI.
- [15] NAPOLI, A. (2008) – RC structures strengthened with mechanically fastened FRP systems, *M.Sc. Thesis*, University of Miami, 78 pp.

PROVE SPERIMENTALI DI TRAVI IN C.A. RINFORZATE CON FRP

Camillo Nuti, Silvia Santini, Lorena Sguerri

Dipartimento di Strutture, Università di Roma Tre

SOMMARIO

Si presentano i risultati di prove sperimentali su due travi reali in cemento armato rinforzate con FRP, estratte dalla struttura di uno dei primi edifici in cemento armato di Roma realizzato all'inizio del XX secolo. Le prove sono state eseguite presso il Laboratorio Sperimentale del Dipartimento di Strutture dell'Università di Roma Tre. Prima del rinforzo, sono state eseguite alcune indagini preliminari per stimare a priori l'omogeneità del getto e le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo nonché prove elastiche di flessione/taglio per valutare le condizioni originarie delle travi. Dopo il rinforzo sono state eseguite prove a rottura di flessione/taglio e infine prove di compressione su carote di calcestruzzo e prove di trazione su campioni di armatura originari. Le prove hanno dimostrato la possibilità di intervento su strutture in c.a. di qualità modesta, palesando alcuni aspetti di rilievo legati al comportamento fragile delle fibre di carbonio.

SUMMARY

The paper presents the results of experimental tests on two r.c. beams retrofitted by means of FRP strips, extracted from the structure of one of the older r.c. buildings in Rome, built up at the beginning of XX century. The experimental tests are carried out in the Laboratory of the Department of Structures at the University of Roma Tre. Before retrofitting, preliminary tests are performed in order to evaluate the homogeneity and the mechanical characteristics of concrete, and elastic tests (shear/bending tests) in order to evaluate the original state of the beams. After retrofitting, failure tests (shear/bending tests) on the beams together with compressive tests on concrete and tension tests on rebars are carried out. All performed tests demonstrate the capability of repairing and retrofitting on r.c. structures of modest quality, moreover revealing some aspects due to the fragile behaviour of carbon fibers.

1. INTRODUZIONE

A seguito dell'incarico conferito dal Ministero delle Infrastrutture e Trasporti – Servizio Integrato Infrastrutture e Trasporti per il Lazio Abruzzo e Sardegna – Settore Infrastrutture e dall'Agenzia del Demanio, il Laboratorio Sperimentale del Dipartimento di Strutture dell'Università degli Studi Roma Tre ha condotto una campagna sperimentale su due travi in cemento armato estratte dalla struttura dell'edificio della Dogana di Porto Fluviale sito in Roma lungo le sponde del Tevere.

La struttura dell'edificio, completato nel 1929, con dimensioni planimetriche di 75x36 metri, si sviluppa su quattro livelli. La struttura portante è costituita da un telaio spaziale in cemento armato. Il progetto di riuso dell'edificio prevedeva di eliminare due travi per lasciare spazio a nuovi collegamenti verticali. Queste travi sono state tagliate in prossimità dei loro appoggi, trasportate e rinforzate con le stesse modalità previste nel progetto di rinforzo delle altre travi con armatura longitudinale integrativa ed armatura trasversale in fibre di carbonio [1].

Sono state eseguite prove preliminari prima del rinforzo comprensive di rilievo geometrico delle travi e delle armature,

misure sclerometriche ed ultrasoniche con stima della resistenza a compressione del calcestruzzo (Metodo Sonreb) eseguite lungo i fianchi delle travi per valutare l'omogeneità del getto e prove elastiche di flessione/taglio per valutare le condizioni originarie. Dopo il rinforzo sono state eseguite prove a rottura di flessione/taglio. Al fine di caratterizzare i materiali sono state inoltre eseguite prove sulle barre di armatura utilizzate per il consolidamento, prove di compressione su carote di calcestruzzo e prove di trazione su campioni di armatura originari.

Le operazioni di consolidamento sono state realizzate integrando l'armatura longitudinale e applicando malta tissotropica ad alta resistenza per incrementare la capacità flessionale; disponendo strisce di tessuto in FRP [2], [3], per incrementare la capacità a taglio.

Le prove hanno dimostrato la possibilità di intervento su strutture in c.a. di qualità modesta, palesando alcuni aspetti di rilievo legati al comportamento fragile delle fibre di carbonio.

Recentemente, altri autori hanno realizzato prove analoghe dimostrando l'efficacia dei sistemi di rinforzo basati sull'impiego di materiali innovativi [4] [5] [6], ma quello qui presentato è il primo esempio di prove sperimentali su travi appartenenti a strutture reali.



Figura 1 - Trave 2

2. DESCRIZIONE DELLE TRAVI

Le due travi hanno entrambe sezione rettangolare con un'altezza in mezzzeria di circa 75 cm comprensivi di 11,5 cm di soletta. Alle estremità le sezioni si alzano con due code di rondine lunghe circa 30 cm e raggiungono un'altezza di 83/85 cm nel caso della trave 1 e di 83 cm per la trave 2.

La trave 1 è lunga 347 cm, mentre la trave 2 è lunga 389 cm.

In entrambi i casi le staffe, rilevate mediante pacometro, sono costituite da ferri lisci $\phi 6$ e sono disposte in maniera alquanto irregolare, con un passo che può variare dai 15 ai 32 cm. Il copriferro è minimo e in alcuni punti le staffe sono visibili in superficie.

Le barre longitudinali visibili alle due estremità sono dei $\phi 10$ lisci disposti in prevalenza al lembo superiore. Sono riscontrabili anche i ferri piegati visibili in vari punti della sezione e dei ferri inferiori aggiuntivi che connettevano la coda di rondine alla trave portante. Nel caso della trave 1 i due correnti superiori sono costituiti da due $\phi 6$ accoppiati, per un totale di 4 ferri, mentre nella trave 2 sono costituiti da due $\phi 10$, uno per lato.

Durante le operazioni di consolidamento, essendo stato rimosso tutto il copriferro, è stato possibile rilevare con esattezza l'armatura inferiore in corrispondenza della sezione di mezzzeria: $5\phi 10$ per la trave 1 e $6\phi 10$ per la trave 2.

La tabella 1 riporta in sintesi le caratteristiche geometriche di entrambe le travi.

Tabella 1 – Sintesi delle caratteristiche geometriche delle travi

	Trave 1	Trave 2
Lunghezza	347 cm	389 cm
H mezzzeria	74,3 cm	75,0 cm
H estremità	83/85,6 cm	83/85 cm
Correnti superiori	4 $\phi 6$	2 $\phi 10$
Correnti inferiori	2 $\phi 10$	2 $\phi 10$
Armatura inferiore mezzzeria	5 $\phi 10$	6 $\phi 10$
Staffe	16 $\phi 6$	15 $\phi 6$
Passo delle staffe	15/30 cm	15/32 cm

Le travi presentano delle evidenti disomogeneità nella qualità superficiale del calcestruzzo. In entrambi i casi uno dei due lati si trova in condizioni migliori rispetto all'altro e le fasce superiori delle travi sono caratterizzate da un

calcestruzzo più compatto rispetto a quelle inferiori. Più nel dettaglio, la zona prossima all'intradosso della trave 1 è particolarmente ricca di vuoti e vespai con inerti a vista e poco cemento, mentre la trave 2 sembra nel complesso composta da un calcestruzzo superficialmente più omogeneo con differenze meno marcate tra la fascia superiore e quella inferiore.

3. INDAGINI SUI MATERIALI

Al fine di stimare le resistenze dei materiali, in particolare la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a trazione delle barre di armatura, originali e aggiuntive, sono state prelevate delle carote e alcuni segmenti di ferro dopo aver portato a rottura le travi con le prove di flessione/taglio.

In secondo luogo, per meglio valutare l'omogeneità del calcestruzzo e stimarne la resistenza sono state condotte anche delle indagini non distruttive, in particolare battute sclerometriche e misure delle velocità ultrasoniche da combinare assieme con il metodo Sonreb.

A questo scopo, dopo aver localizzato le staffe con il pacometro in modo che queste non interferissero con le misure non distruttive, sono state individuate, lungo i fianchi delle due travi, le stazioni di prova. In prima battuta è stato stabilito di suddividere ogni trave in due fasce ideali, una superiore e l'altra inferiore, e di collocare due stazioni, una per ogni fascia, negli intervalli presenti tra le staffe (Figura 2). Ogni stazione si sviluppa sui due lati della trave dato che le misure ultrasoniche sono state eseguite per trasparenza. Ovviamente non è stato possibile sfruttare tutti gli spazi a causa delle cattive condizioni superficiali del calcestruzzo, soprattutto lungo la fascia inferiore della trave 1.

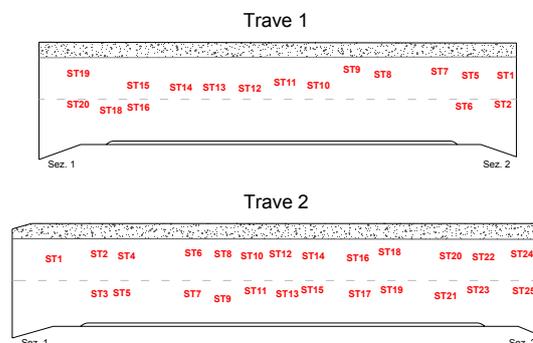


Figura 2 – Posizionamento delle stazioni di prova

3.1 Prove di trazione sulle barre di armatura

A seguito delle prove di flessione/taglio, sono stati prelevati 14 campioni dalle barre lisce costituenti l'armatura originaria delle due travi per valutarne il comportamento a trazione. In particolare sono stati estratti 8 provini $\phi 6$ (3 dalle staffe della trave 1 e 5 dalle staffe della trave 2) e 6 provini $\phi 10$ (3 dalle armature longitudinali della trave 1 e altrettanti dalla trave 2).

In aggiunta, sono state eseguite le prove di trazione anche su 4 campioni estratti dalla partita di ferri utilizzati per il consolidamento a flessione delle due travi. In questo caso si tratta di barre ad aderenza migliorata $\phi 20$ - FeB44k.

In tabella 2 sono riportati i risultati relativi alle armature originarie mentre in tabella 3 quelli relativi ai ferri aggiuntivi.

In alcuni casi, la rottura del campione all'interno degli apparati di afferraggio della macchina di prova o in loro prossimità, ha impedito di rilevare l'allungamento percentuale a rottura.

Per quanto riguarda l'armatura storica, la tensione di snervamento è stata individuata come tensione allo 0,2% di deformazione media, considerando che in nessun caso l'inizio del ramo di snervamento era evidente.

I risultati relativi alle barre di armatura di nuova produzione, com'era ovvio aspettarsi, sono molto omogenei, mentre quelli relativi alle barre originarie sono molto più dispersi. Innanzi tutto si nota che per la realizzazione delle staffe sono stati impiegati dei $\phi 6$ di due diverse qualità. I ferri della trave 1, infatti presentano dei valori medi pari a $\sigma_{0,2\%m} = 405,80$ MPa e $\sigma_r = 830,18$ MPa con allungamenti molto modesti, mentre per la trave 2 si ha $\sigma_{0,2\%m} = 321,38$ MPa e $\sigma_r = 440,83$ MPa con allungamenti intorno al 20%. A parte viene considerato il caso del ferro T2-F2 che presenta una tensione di rottura paragonabile a quella delle staffe della trave 1, ma una tensione di snervamento molto più elevata.

Tabella 2 – Caratteristiche meccaniche delle armature originarie

	Contrassegno Campione	Φ (mm)	Φ_{equiv} (mm)	$\sigma_{0,2\%}$ (MPa)	σ_r (MPa)	$\delta_{5\phi}$ (%)
Trave 1	T1-F1	6	5,56	384,55	814,34	---
	T1-F2	6	6,12	393,54	818,54	10,00
	T1-F3	6	5,53	439,33	857,65	6,67
	T1-F4	10	10,03	537,25	671,49	20,00
	T1-F5	10	10,06	374,91	657,62	24,00
	T1-F6	10	10,13	435,53	716,51	21,00
Trave 2	T2-F1	6	5,73	344,36	457,09	---
	T2-F2	6	5,79	636,51	764,19	23,33
	T2-F3	6	5,65	322,77	440,80	25,00
	T2-F4	6	5,65	304,93	435,66	18,33
	T2-F5	6	5,59	313,44	429,76	---
	T2-F6	10	9,84	418,32	712,88	24,00
	T2-F7	10	9,93	415,38	667,73	28,00
	T2-F8	10	10,19	367,71	629,37	24,00

Tabella 3 – Caratteristiche meccaniche delle armature aggiuntive

	Contrassegno Campione	Φ (mm)	Φ_{equiv} (mm)	$\sigma_{0,2\%}$ (MPa)	σ_r (MPa)	$\delta_{5\phi}$ (%)
1	N-F1	20	20,04	507,40	605,64	---
2	N-F2	20	20,00	491,95	607,03	23,50
3	N-F3	20	20,04	487,98	605,58	24,50
4	N-F4	20	19,83	499,36	610,61	22,00

3.2 Prove di compressione su campioni di calcestruzzo

Una volta completate le prove di flessione/taglio sulle travi, sono stati prelevati alcuni campioni di calcestruzzo, 8 sulla trave 1 e 7 sulla trave 2, sui quali eseguire le prove di compressione diretta e avere una stima attendibile della resistenza del materiale.

Per rendere confrontabili i risultati ottenuti con il metodo Sonreb e quelli ottenuti mediante i test di compressione diretta, i carotaggi sono stati eseguiti prevalentemente in corrispondenza delle stazioni di prova.

La scelta delle stazioni ove effettuare il carotaggio è stata condizionata innanzi tutto dalle condizioni delle travi a seguito del collasso e in secondo luogo dai risultati ottenuti mediante

le prove non distruttive che hanno fornito un'ipotetica distribuzione delle resistenze del materiale così come illustrato nei paragrafi successivi.

Nel caso della trave 1, si è scelto di prelevare un paio di campioni (T1-11-inf e T1-10-inf) anche lungo la fascia inferiore dove non è stato possibile eseguire il test sclerometrico e il test ultrasonico a causa delle condizioni superficiali del materiale.

Le carote hanno un diametro di 94 mm e sono state tagliate con un rapporto altezza/diametro (H/ Φ) pari a 2.0 tranne quando la pessima qualità del calcestruzzo non ha consentito di estrarre campioni integri o quando all'interno del campione sono rimaste inglobate delle barre d'armatura non rilevate dal pacometro perché troppo profonde. In questi casi sono stati ricavati dei provini con rapporto H/ Φ pari a 1.

Nelle tabelle 4 e 5 sono riportati i risultati delle prove di compressione e la successiva trasformazione del valore di rottura in resistenza cubica equivalente del calcestruzzo in situ ($\sigma_{cub/situ}$). A questo scopo è stata utilizzata la seguente equazione di conversione:

$$R_{cub/situ} = t \cdot p \cdot q \cdot \sigma_r / (1.5 + \Phi/H)$$

dove $t = 1.10$ è il coefficiente che tiene conto della riduzione della resistenza dovuta al disturbo; $p = 2.0$ è il coefficiente che dipende dalla direzione del carotaggio, avvenuta in questo caso in orizzontale; $q = 1/0.83$ è il coefficiente che esprime la riduzione di resistenza dei provini cilindrici rispetto ai cubici. Nel caso il rapporto Φ/H fosse superiore a 2 il rapporto al denominatore Φ/H è stato mantenuto comunque pari a 0,5.

Tabella 4 – Prove di compressione sulle carote – Trave 1

	Contrassegno Campione	Φ (mm)	H (mm)	Φ/H	σ_r (MPa)	$R_{cub/situ}$ (MPa)
1	T1-7	94,4	210,0	2,22	12,26	16,25
2	T1-8	94,4	206,0	2,18	7,37	9,77
3	T1-10	94,4	205,3	2,17	12,46	16,51
4	T1-11	94,4	208,0	2,20	15,49	20,53
5	T1-11-inf-1	94,4	104,0	1,10	12,66	13,94
6	T1-11-inf-2	94,4	109,0	1,15	6,86	7,68
7	T1-14	94,4	207,5	2,20	12,09	16,02
8	T1-16	94,4	108,8	1,15	15,12	16,93
Valore medio della Resistenza cubica equivalente in situ						14,70

Tabella 5 – Prove di compressione sulle carote – Trave 2

	Contrassegno Campione	Φ (mm)	H (mm)	Φ/H	σ_r (MPa)	$R_{cub/situ}$ (MPa)
1	T2-2	94,4	206,0	2,18	8,09	10,72
2	T2-3	94,4	109,1	1,16	9,57	10,73
3	T2-8	94,4	207,5	2,20	7,60	10,08
4	T2-10	94,4	209,0	2,21	9,26	12,27
5	T2-11	94,4	106,0	1,12	9,60	10,65
6	T2-13	94,4	205,0	2,17	6,69	8,86
7	T2-22	94,4	110,0	1,17	11,49	12,91
Valore medio della Resistenza cubica equivalente in situ						10,90

Dai risultati appare che il calcestruzzo della trave 1 sia di qualità migliore rispetto a quello della trave 2. Tuttavia bisogna osservare che delle due carote estratte dalla fascia inferiore della trave 1, una era in condizioni tali da non poter

essere provata (T1-10) e l'altra, suddivisa in due perché non integra (T1-11-inf-1 e T1-11-inf-2), ha fornito risultati molto diversi tra loro con una resistenza media di 10,81 MPa.

3.3 Prove non distruttive

Un confronto tra i risultati delle prove di compressione sulle carote e le corrispondenti stime delle resistenze calcolate mediante il metodo Sonreb nei punti dei prelievi, mette in evidenza l'inadeguatezza delle usuali leggi di correlazione R-V-N. Nel caso specifico è stata utilizzata la relazione consigliata dalle norme Rilem essendo quella, tra le leggi individuate in letteratura, che ha fornito le stime migliori:

$$R_{\text{Sonreb}} = 7,695 \cdot 10^{-11} \cdot N^{1,4} \cdot V^{2,6} \quad (1)$$

Tabella 6 – Stime Sonreb e confronto con le $R_{\text{cub/situ}}$ delle carote

Contrassegno Campione	N	V (m/s)	$R_{\text{cub/situ}}$ (MPa)	R_{Sonreb} (MPa)	$R_{\text{cub/situ}} / R_{\text{Sonreb}}$
1 T1-7	35	4134	16,25	27,9	0,583
2 T1-8	36	3930	9,77	25,8	0,379
3 T1-10	35	3871	16,51	23,7	0,696
4 T1-11	34	4017	20,53	25,1	0,819
5 T1-14	37	4047	16,02	28,5	0,562
6 T1-16	33	3843	16,93	21,4	0,790
7 T2-2	27	3568	10,72	13,6	0,787
8 T2-3	28	3115	10,73	10,1	1,064
9 T2-8	30	4060	10,08	21,5	0,468
10 T2-10	30	3773	12,27	17,6	0,698
11 T2-11	30	3564	10,65	15,3	0,697
12 T2-13	30	3774	8,86	17,9	0,494
13 T2-22	27	3666	12,91	14,7	0,877

Dai risultati si osserva come il Sonreb, ma anche singolarmente lo sclerometro e la velocità di propagazione delle onde, coglie la differenza di qualità tra i calcestruzzi che compongono le due travi confermando la validità del metodo come strumento per la valutazione dell'omogeneità del materiale all'interno di una stessa struttura. Altrettanto non si può dire sulla stima della resistenza.

Ipotizzando di escludere i dati relativi allo sclerometro, costantemente alterati dalla presenza di strati carbonatati, possono essere utilizzate le sole velocità ultrasoniche per costruire una legge di correlazione applicabile alle rimanenti parti della struttura. A questo proposito, sono stati condotti alcuni studi [7, 8] che dimostrano come sia possibile costruire delle curve di regressione specifiche e sufficientemente affidabili fissando a priori il valore del parametro angolare in modo da evitare che la frequente esiguità del numero di carote disponibili comporti l'individuazione di leggi di correlazione scarsamente attendibili. Nel caso specifico, trattandosi di un edificio appartenente al primo ventennio del '900 e scegliendo una legge di correlazione esponenziale, può essere adottato come parametro angolare fisso $\beta_0 = 0,5812$ [8] avendo l'accortezza di esprimere le velocità in Km/sec.

Elaborando separatamente i dati relativi alle due travi si osserva che in entrambi i casi i coefficienti di correlazione sono estremamente bassi ($r_1 = 0,176$, $r_2 = -0,135$) e nel caso della trave 2 addirittura negativo il che renderebbe impossibile la costruzione di una legge di correlazione appropriata. Si osserva inoltre che mettendo insieme i due gruppi di dati per ottenere un campione più ampio sul quale operare e

costruendo una curva di regressione con entrambi i parametri liberi, si ottiene $\beta = 0,4236$, valore non lontano dal β_0 proposto. Risulterebbe plausibile, quindi, costruire una curva di correlazione con $\beta_0 = 0,5812$ anche a partire da un numero minore di dati notevolmente dispersi, come in questo caso, mantenendo un sufficiente livello di attendibilità come riscontrabile dai grafici di Figura 3 dove sono messe a confronto le curve costruite con parametro angolare fisso e variabile per ogni trave e per l'insieme dei dati.

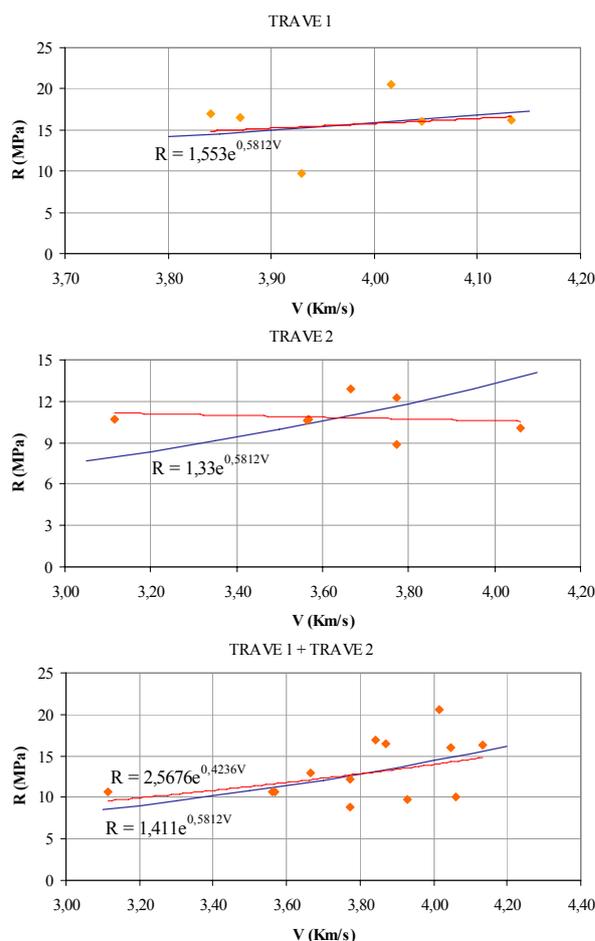


Figura 3 – Leggi di correlazione

4. PROVE ELASTICHE SULLE TRAVI ORIGINARIE

Entrambe le travi hanno un'altezza di 74/75 cm e, una volta accomodate sugli appoggi in maniera da escludere le code laterali, una luce di 280 cm per la trave 1 e di 310 cm per la trave 2. Quindi, considerando che il rapporto L/H risulta essere intorno a 4, è stato stabilito di eseguire una prova con un solo carico concentrato in mezzera.

Gli appoggi sono costituiti da due cavalletti in acciaio sui quali sono posizionati due rulli, uno fisso e uno mobile. Delle piastre di acciaio e alcuni fogli di piombo hanno permesso di regolarizzare il contatto tra i rulli e la superficie d'intradosso della trave non perfettamente piana; due guide verticali sono state saldate sui cavalletti per impedire eventuali sbandamenti.

Il carico verticale è stato imposto con piccoli incrementi inserendo un martinetto idraulico da 200 kN tra la trave e la struttura metallica di contrasto, attivato mediante una pompa manovrata a mano; una cella di carico da 1000 kN ha consentito la lettura del carico applicato.

Gli spostamenti verticali in campata sono stati misurati mediante 6 potenziometri posizionati su entrambi i lati della trave (0,25 L - 0,5 L - 0,75 L). Altri 4 potenziometri sono stati utilizzati per misurare i cedimenti agli appoggi.

La descrizione completa dell'attrezzatura di prova è riportata in Figura 4.

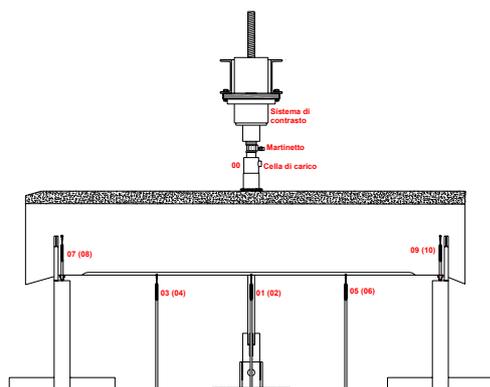


Figura 4 – Attrezzatura per la prova elastica

Le due travi sono piuttosto tozze, ma anche debolmente armate, quindi era presumibile una rottura per flessione. La prova elastica è stata eseguita in entrambi i casi raggiungendo un carico pari a circa il 75% del carico di rottura stimato sulla base di un'armatura ipotizzata perché non ancora nota al momento della prova. In Tabella 7 è riportato il carico raggiunto durante la prova (F_{EL}), la stima del carico di rottura, in seguito, sulla base dell'armatura effettivamente presente e delle sue caratteristiche meccaniche (F_R), il rapporto tra le due forze e l'abbassamento raggiunto in mezzeria (δ_{EL}).

Tabella 7 – Prova elastica

	F_{EL} (kN)	F_R (kN)	F_{EL}/F_R	δ_{EL} (mm)
Trave 1	92,3	154,0	0,60	0,741
Trave 2	72,1	169,0	0,43	1,045

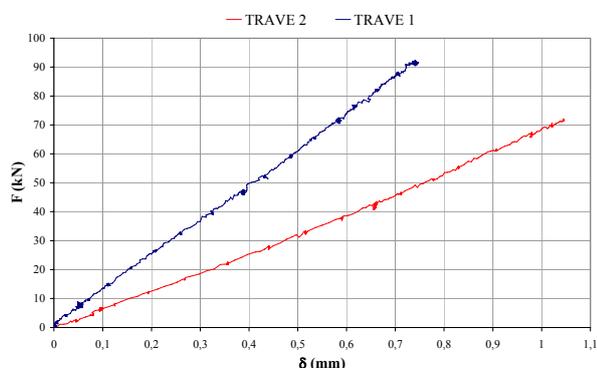


Figura 5 – Diagramma Forza – Abbassamento in mezzeria

Si riscontra quindi una notevole differenza di rigidità tra le due travi che solo in parte può essere giustificata dalla diversa qualità del calcestruzzo. In entrambi i casi, comunque, la legge forza-spostamento si mantiene lineare durante tutta la rampa di carico, così come illustrato in figura 5.

5. PROVE A ROTTURA SULLE TRAVI RINFORZATE

Le prove a rottura sono state impostate in maniera analoga a quelle elastiche. Le travi, dopo gli interventi di consolidamento e rinforzo, sono state nuovamente poggiate in maniera da escludere le ali laterali e riproponendo una luce di 280 cm per la trave 1 e di 310 cm per la trave 2.

Il collasso della trave è avvenuto in entrambi i casi per taglio, dovuto alla mancanza di ancoraggio delle barre longitudinali inferiori, con la rottura delle fasce diagonali di rinforzo. I carichi massimi raggiunti sono 427.5 kN per la trave 1 e 425.5 kN per la trave 2 mentre i corrispondenti abbassamenti in mezzeria, calcolati come media dei quattro trasduttori centrali, sono 6.48 e 7.25 mm

5.1 Attrezzatura di prova

Per la prova a rottura è stato utilizzato lo stesso sistema di appoggio e di contrasto impiegato per la prova elastica.

Il carico verticale, invece, è stato imposto mediante un sistema idraulico composto da un martinetto cilindrico da 1000 kN inserito all'interno della struttura di contrasto e collegato ad una pompa idraulica; la cella di carico da 1000 kN ne ha consentito la lettura. I movimenti della trave sono stati registrati mediante 24 potenziometri dei quali 8 dedicati allo spostamento verticale in campata (2 a 0,25 L, 4 a 0,5 L disposti ai due lati della fascia di rinforzo centrale e 2 a 0,75 L) 4 agli eventuali cedimenti agli appoggi e 12 diagonali per rilevare le deformazioni a taglio. A questo proposito, per meglio caratterizzare il comportamento a taglio della trave e il conseguente stato tensionale che si sviluppa nel rinforzo in fibra di carbonio, sono stati applicati anche 36 strain-gauges lungo l'asse delle 6 fasce diagonali (Figura 6).

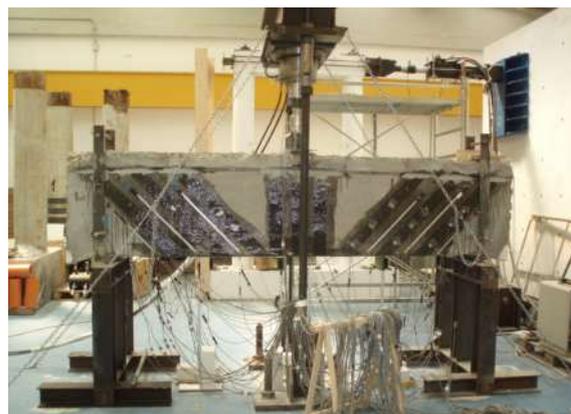


Figura 6 – Strumentazione per la prova a rottura

5.2 Prova a rottura sulla trave 1

Il collasso della trave 1 è stato raggiunto per un carico massimo pari a 427,5 kN. La rottura è avvenuta per taglio in corrispondenza della sezione di sinistra della trave, con un'ampia lesione partita direttamente dall'appoggio e rottura

delle fasce di rinforzo diagonali. E' evidente l'influenza del mancato ancoraggio delle barre longitudinali in prossimità dei vincoli, interrotte in fase di consolidamento subito prima della coda di rondine. Nel caso specifico, a seguito della rottura, si è notato che i ferri non arrivavano all'appoggio e pertanto non avrebbero potuto assorbire gli sforzi di trazione generati dal taglio all'intradosso della trave.

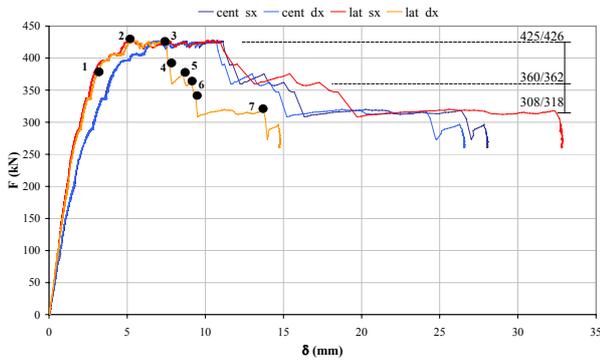


Figura 7 - Trave 1: diagramma Carico - Spostamenti verticali

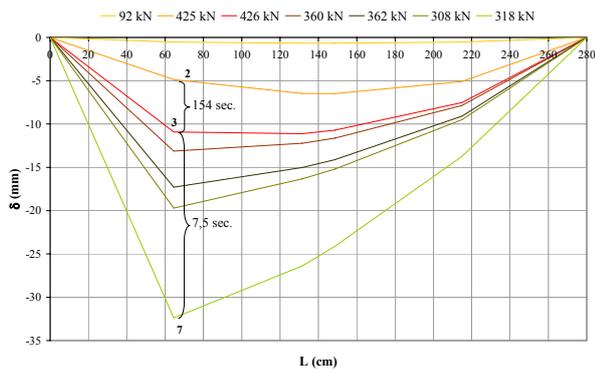


Figura 8 - Trave 1: diagramma delle deformate

Analizzando il diagramma carico-spostamento in Figura 7 si possono individuare le fasi salienti della prova di seguito descritte.

Fino ad un carico di circa 370 kN la risposta è pressoché lineare. Si osserva che in corrispondenza del valore del carico raggiunto durante la prova elastica (92.0 kN) l'abbassamento in mezzeria è pari a 0,66 mm contro i 0,74 mm registrati prima del consolidamento con un incremento della rigidezza pari al 12%.

(1) Tra i 370 e i 380 kN si perde la linearità e comincia a manifestarsi la delaminazione delle fibre. Il fenomeno interessa in un primo momento solo porzioni ridotte di fasciatura con distacchi localizzati.

(2) In corrispondenza dei 425 kN la delaminazione si diffonde. La trave continua ad abbassarsi a carico costante. Le lesioni di taglio, già estese in corrispondenza dei 400 kN, si allargano progressivamente. Una differenza sostanziale si osserva tra gli spostamenti diagonali del lato sinistro (cerniera) e quelli del lato destro (carrello) (Figure 9, 10). Gli spostamenti diagonali del lato sinistro (cerniera) raggiungono un'ampiezza di 4/5 volte superiore a quelli del lato destro (carrello). Progressivamente si raggiunge una configurazione di collasso tutta concentrata a sinistra.

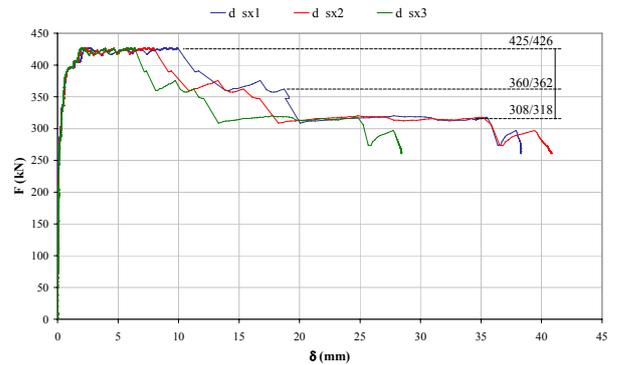


Figura 9 - Trave 1: Carico - Spostamenti diagonali lato sinistro

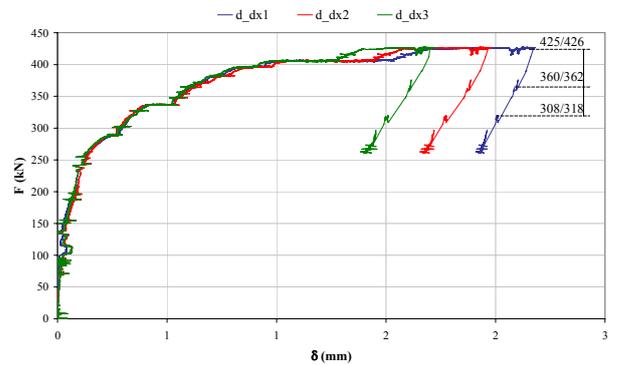


Figura 10 - Trave 1: Carico - Spostamenti diagonali lato destro



Figura 11 - Trave 1: collasso

(3, 4, 5, 6) Si staccano definitivamente alcune fasce di rinforzo dal supporto con conseguente cedimento e perdita di carico della trave. Il fenomeno si manifesta sul lato sinistro (cerniera) con allargamento delle lesioni fino al collasso. In particolare si staccano quattro fasce nell'arco di un paio di secondi. Al cedimento di una fascia corrisponde un'improvvisa perdita di carico alla quale segue una leggera ripresa fino al cedimento della fascia successiva. Ciò spiega la presenza di una serie di "picchi" nei grafici carico-spostamento tra i 426 kN e i 308 kN. Il fenomeno è accompagnato dall'allargamento delle lesioni diagonali di sinistra e dalla contemporanea richiusura delle lesioni di

destra. Di conseguenza gli abbassamenti progrediscono molto più velocemente al centro e in corrispondenza del quarto sinistro (Figura 8).

(7) Intorno ai 308 kN, a seguito della rottura delle quattro fasce di rinforzo, la delaminazione termina. Il carico si mantiene costante, oscillando tra i 308 kN e i 318 kN (Figura 7). A seguire le lesioni di taglio di sinistra continuano progressivamente ad aprirsi mentre al contrario quelle di destra si richiudono ulteriormente, fino al collasso definitivo della trave.

5.3 Prova a rottura sulla trave 2

Nella prova a rottura sulla trave 2 il collasso è stato raggiunto per un carico massimo pari a 425,5 kN. La rottura è avvenuta per taglio in prossimità del lato sinistro, corrispondente alla cerniera, con un'ampia lesione diagonale che si è innescata a circa un quarto della luce ed è andata ad interessare, nel corso della prova, anche parte della zona centrale della trave provocando la rottura di una delle fasce verticali di rinforzo. Una seconda lesione, ma di secondaria importanza, è partita direttamente dall'appoggio.

La rottura, sempre per taglio, è avvenuta per un valore del carico coincidente con quello della trave 1, ma con una modalità leggermente diversa. In questo caso, infatti, le barre longitudinali di rinforzo prolungate, anche se di poco, oltre l'appoggio hanno consentito un ancoraggio migliore (Figura 16). Essendo in grado, quindi, di assorbire parzialmente gli sforzi di trazione trasmessi dal taglio, il meccanismo di rottura si è trasferito più verso il centro.

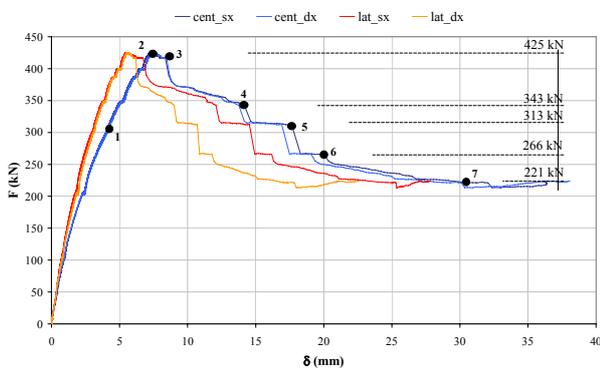


Figura 12 - Trave 2: diagramma carico - spostamenti verticali

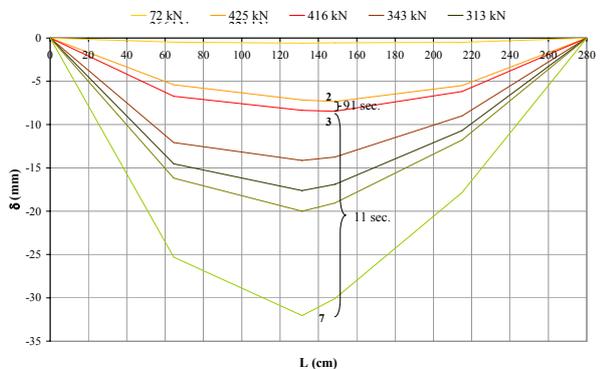


Figura 13 - Trave 2: diagramma delle deformate

Analizzando il diagramma carico-spostamento in Figura 12 si possono individuare le fasi salienti della prova di seguito descritte.

Fino ad un carico di circa 300 kN la risposta si mantiene pressoché lineare. Si osserva che in corrispondenza dello stesso carico raggiunto durante la prova elastica (72.0 kN) l'abbassamento in mezzeria è pari a 0,58 mm contro i 1,05 mm registrati prima dell'intervento di consolidamento mostrando un incremento di rigidezza pari all'81%.

(1) Intorno ai 300 kN comincia a manifestarsi la delaminazione delle fibre. Il fenomeno interessa solo porzioni ridotte di fasciatura con distacchi localizzati. Intorno ai 350 kN cominciano a essere evidenti le lesioni di taglio in corrispondenza dell'appoggio sinistro, mentre a 400 kN comincia a staccarsi la foderia in betoncino.

(2) In corrispondenza dei 425 kN (carico di rottura della trave 1), la trave comincia a cedere, la delaminazione si fa più evidente, il carico cala leggermente e si riduce a 416 kN in corrispondenza dei quali si rompe la prima fascia. Osservando il grafico degli spostamenti diagonalmente di sinistra (Figura 14), si nota che questi sono ancora piccoli (intorno ai 2 mm) e i sei potenziometri registrano valori simili. Infatti, non vi sono ancora tracce evidenti della lesione che causerà il collasso della trave. A destra gli spostamenti risultano circa la metà (ordine del millimetro).

(3, 4, 5, 6 e 7) Si staccano progressivamente, in corrispondenza del lato sinistro, le fasce di rinforzo diagonali più prossime alla mezzeria e quelle verticali limitrofe. Il fenomeno è accompagnato dalla formazione di una lesione diagonale a circa un quarto della luce, e dalla contemporanea richiusura delle lesioni di destra. Di conseguenza gli abbassamenti progrediscono molto più velocemente al centro e in corrispondenza del quarto sinistro così come illustrato nei grafici e nel confronto tra le deformate durante i vari stadi. Considerando che la lesione è più centrale rispetto a quella che ha causato il collasso della trave 1, l'abbassamento massimo è registrato ancora in mezzeria.

Le registrazioni degli spostamenti diagonalmente mostrano che mentre i due potenziometri di sinistra più vicini all'appoggio restano praticamente fermi dopo il picco di carico, quello prossimo alla mezzeria registra un forte spostamento. Sul lato destro invece, come accaduto durante la prova della trave 1, i potenziometri tendono ad invertire il percorso, in particolare quello più centrale collocato in posizione speculare rispetto alla lesione.

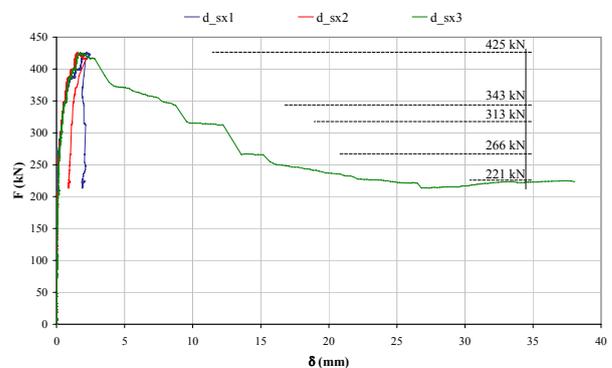


Figura 14 - Trave 2: Carico - Spostamenti diagonalmente lato sinistro

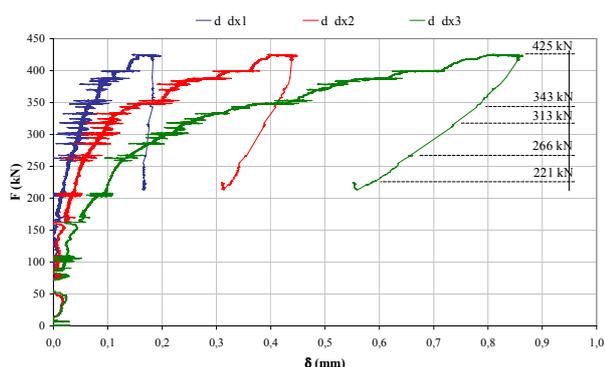


Figura 15 - Trave 2: Carico – Spostamenti diagonali lato destro



Figura 16 - Trave 2: collasso

A seguito della rottura dell'ultima fascia, la trave continua ad abbassarsi con perdita di materiale mentre il carico raggiunto il valore minimo di 210 kN comincia leggermente a risalire fino al termine della prova.

6. CONCLUSIONI

Per quanto riguarda le prove preliminari, le indagini sui materiali hanno confermato la scarsa qualità del calcestruzzo impiegato per la realizzazione delle travi, nonché una certa eterogeneità delle caratteristiche meccaniche delle barre di armatura dell'epoca.

I test non distruttivi, invece, hanno messo in evidenza la loro efficienza se impiegati al fine di localizzare la presenza di calcestruzzi diversi all'interno di una stessa struttura mentre si sono dimostrati carenti se utilizzati per stimarne le resistenze.

Tuttavia sono state fatte alcune considerazioni sulla possibilità di costruire, in base ai dati disponibili per la struttura in esame, una legge di correlazione resistenza-velocità di propagazione delle onde ultrasoniche con un sufficiente grado di attendibilità.

Per quanto riguarda le prove a rottura entrambe le travi, a seguito degli interventi di riparazione e rinforzo hanno dimostrato un incremento in termini di resistenza.

In entrambe le travi la rottura è avvenuta per taglio ed, in particolare nella prima trave, è stata evidente l'influenza del mancato ancoraggio delle barre longitudinali in prossimità dei vincoli che ha generato un'ampia lesione che si è innescata a partire dall'appoggio con progressivo distacco e conseguente rottura delle fasce di rinforzo diagonali.

E' interessante osservare che, pur mostrando i benefici dell'intervento, l'andamento delle prove conferma il verificarsi di un meccanismo di collasso tipicamente fragile.

7. RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano il Provveditorato alle Opere Pubbliche di Roma, l'Agenzia del Demanio, la Gherardi s.p.a e la Alto Modulo s.r.l.

Il lavoro è stato svolto anche con il parziale finanziamento del MIUR - progetto Prin e della convenzione Dipartimento di Protezione Civile-consorzio RELUIS, repertorio n.540, linea di ricerca 2.

8. BIBLIOGRAFIA

- [1] CALDA, FORNAINI, SONNESSA, QUATTRUCCI (2009) – Nuovo dettaglio progettuale per il rinforzo a taglio di travi in cemento armato con FRP. Giornate Aicap'09. Pisa.
- [2] CNR (2004) – Istruzioni per la Progettazione, la Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'uso di Compositi Fibrorinforzati. CNR-DT200/2004.
- [3] Fib (2001) – Design and use of externally bonded FRP reinforcement (FRP - EBR) for reinforced concrete structures. Bulletin. 14, fib Task Group 9.3 "Fib reinforcement for concrete structures".
- [4] CAROLIN, TALJSTEN (2005) – Experimental Study of Strengthening for Increased Shear bearing Capacity. Journal of Composite for Construction. Nov/Dec pag. 488-496.
- [5] GUADAGNINI, PILAKOUTAS, WALDRON (2006) – Shear resistance of FRP RC Beams: Experimental Study. Journal of Composite for Construction. Nov/Dec pag. 464-473.
- [6] MONTI, LIOTTA (2007) – Tests and design equations for FRP-strengthening in shear. Construction and Building Materials 21 pag. 799-809.
- [7] GIANNINI, SGUERRI (2004) – Tecniche bayesiane per la stima delle leggi di correlazione tra velocità ultrasonica e resistenza del calcestruzzo. Giornate AICAP 2004, 553-560, Verona 26-29 maggio 2004.
- [8] SGUERRI, PAOLACCI, DE FELICE, GIANNINI (2006) – Stima della resistenza del calcestruzzo delle capriate in cemento armato dell'ex Mattatoio di Roma mediante misure non distruttive. Convegno Nazionale Sperimentazione su Materiali e Strutture, 64-73, Venezia 6-7 dicembre 2006.

INDAGINE SPERIMENTALE SULLE PROPRIETÀ MECCANICHE E REOLOGICHE DI CALCESTRUZZI CONFEZIONATI CON IL 100% DI AGGREGATI RICICLATI

Luisa Pani, Zaira Odoni

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Cagliari

SOMMARIO

L'uso di calcestruzzo confezionato con aggregati provenienti da demolizioni, in luogo degli aggregati naturali, dipende da due fattori fondamentali: controllo dei materiali di demolizione e classificazione degli aggregati riciclati. Le proprietà fisiche, chimiche e meccaniche degli aggregati riciclati possono influenzare la produzione del calcestruzzo e le sue prestazioni. In letteratura sono limitati gli studi che riguardano i calcestruzzi confezionati con il 100% di aggregati riciclati, la maggior parte delle ricerche si riferisce alle prestazioni allo stato fresco ed indurito di calcestruzzi confezionati con aggregati grossi riciclati ($\varnothing > 5$ mm) e fini naturali. Questo lavoro sperimentale riguarda le prestazioni di un calcestruzzo confezionato con il 100% di aggregati riciclati.

SUMMARY

The use of concrete made with recycled aggregate from demolition sites, instead of the original aggregate, depends on two basic factors: screening of building rubbles and classification of the recycled aggregate. The physical, chemical and mechanical properties of recycled aggregate may influence concrete production and performance. In literature few studies have been undertaken on concrete made from 100% recycled aggregate, since most researches are mainly concerned with the performance of recycled coarse aggregate ($\varnothing > 5$ mm). This study tested the performance of concrete made with 100% recycled aggregate.

1. INTRODUZIONE

L'impiego di aggregati ottenuti dal riciclaggio di calcestruzzo proveniente da demolizioni dovrebbe essere favorito per un'utilizzazione su larga scala, sia per preservare le risorse naturali che per ridurre il crescente volume di rifiuti provenienti da attività di costruzione e demolizione.

Precedenti studi [1] su aggregati riciclati da calcestruzzo hanno mostrato che:

- la forma dei granelli degli aggregati riciclati è più irregolare rispetto a quelli naturali;
- per ottenere la stessa lavorabilità, il calcestruzzo prodotto con aggregati riciclati richiede più acqua di impasto rispetto al calcestruzzo ordinario;
- la densità, la resistenza a compressione ed il modulo elastico del calcestruzzo prodotto con aggregati riciclati è relativamente più basso del calcestruzzo originale;
- l'impiego di aggregati naturali fini insieme ad aggregati riciclati grossi migliora le prestazioni del calcestruzzo, rispetto ad uno confezionato totalmente con aggregati riciclati fini e grossi.

Pochi studi sono stati condotti su calcestruzzi confezionati con il 100% di aggregati riciclati, la maggior parte delle ricerche concerne le prestazioni di calcestruzzi confezionati con aggregati riciclati di diametro superiore a 5 mm.

Il presente studio analizza i risultati sperimentali relativi

alla qualificazione degli aggregati riciclati, grossi e fini, ed alle prestazioni, allo stato fresco ed indurito, di un calcestruzzo confezionato con il 100% di aggregati riciclati e successivamente li mette a confronto con quelli reperiti in letteratura [1], [2], [3], [4], [5], [6].

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

L'indagine sperimentale condotta ha avuto l'obiettivo di qualificare gli aggregati riciclati provenienti dalla frantumazione di calcestruzzo reperito in una discarica; sono state determinate le masse volumiche dei vari aggregati divisi per classe granulometrica, gli assorbimenti superficiali e le perdite in massa degli aggregati di diametro superiore a 5 mm. Lo studio ha interessato inoltre la valutazione delle caratteristiche fisico-meccaniche di calcestruzzi confezionati con tali aggregati, sia allo stato fresco che allo stato indurito. I risultati sono stati confrontati con calcestruzzi ordinari, confezionati con aggregati naturali, a parità di composizione, e con quelli reperiti in letteratura confezionati con inerti riciclati.

Sono stati confezionati provini cubici per determinare la resistenza a compressione, provini cilindrici per valutare la resistenza a trazione e provini speciali cilindrici per valutare il ritiro superficiale.

2.1 Gli aggregati riciclati: produzione e caratterizzazione

Del calcestruzzo recuperato in discarica non si aveva alcuna informazione, né in termini di resistenza, né in termini di età. Esso si presentava in blocchi di diverse dimensioni, in alcuni casi deteriorato, con aggregati di dimensione massima 16 mm ed in altri in buono stato di conservazione, con aggregati di dimensione massima 20 mm.

Il materiale prelevato dalla discarica è stato preliminarmente ridotto in pezzature di circa 20 cm, tali da consentirne l'ingresso nella bocca di carico del frantoio di tipo a mascelle, in grado di produrre un aggregato passante allo staccio di apertura 25 mm. Il materiale frantumato è stato raccolto all'interno di sacchi, posizionati nella bocca di scarico del frantoio per consentire il recupero anche della frazione finissima.

Successivamente è stata effettuata una setacciatura (UNI 8520 [7] parte 5°) di tutto il materiale, ottenendo la distribuzione granulometrica degli aggregati riportata in Fig. 1.

E' stato ottenuto un modulo di finezza MF = 5,85.

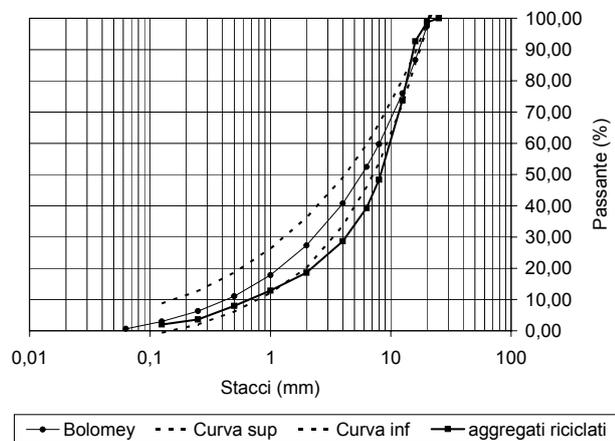


Figura 1 - Distribuzione granulometrica del prodotto frantumato

Per la determinazione della densità si sono prese come riferimento le norme UNI 8520 parte 16^a (per $\varnothing > 4$ mm) e UNI 8520 parte 13^a (per $\varnothing < 4$ mm).

I risultati sperimentali ottenuti, unitamente a quelli reperiti in letteratura [2], [3], [4], [5], [6], sono riportati nella Fig. 2.

Per la determinazione dell'assorbimento di umidità superficiale degli aggregati grossi ($\varnothing > 4$ mm) si è presa come riferimento, ancora una volta, la norma UNI 8520 parte 16^a.

Nella Fig. 3 è riportato l'assorbimento d'acqua degli aggregati riciclati in funzione del loro diametro. I valori sono relativi ai dati sperimentali ottenuti ed a quelli reperiti in letteratura [2], [4], [6], [8].

Sono state controllate le perdite in massa degli aggregati trattenuti agli stacci di apertura 16 mm e 4 mm. La prova è stata eseguita sul materiale prelevato e ridotto, secondo la norma UNI 8520 parte 3^a, e trattenuto allo staccio 1,6 UNI 2332 ed è stata utilizzata l'apparecchiatura "Los Angeles". Le prove sono state condotte con riferimento alla norma UNI 8520 parte 19^a, senza l'introduzione della carica abrasiva. Tale modifica trova giustificazione nel fatto che in betoniera durante la miscelazione sono presenti solo gli aggregati, il cemento, l'acqua e l'eventuale additivo.

La perdita in massa LA% ottenuta per i trattenuti agli stacci 16 mm e 4 mm risulta rispettivamente 11,1 e 9,5.

2.2 Il calcestruzzo confezionato con gli aggregati riciclati

Sono stati confezionati due tipi di calcestruzzo: uno di riferimento, con aggregati naturali, ed uno con aggregati riciclati. La composizione della miscela è stata definita per il calcestruzzo con aggregati naturali ed il calcestruzzo confezionato con aggregati riciclati ne ha ripreso i dosaggi (Tabella 1).

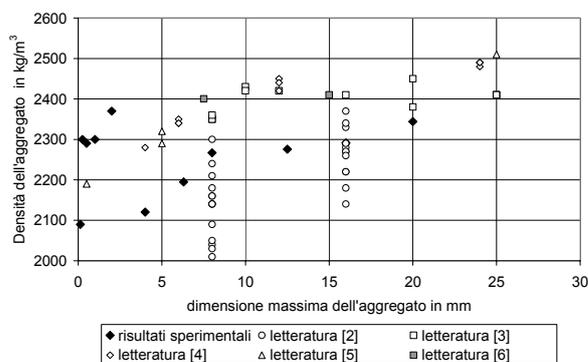


Figura 2 - Densità degli aggregati riciclati in condizioni di saturazione a superficie asciutta in funzione della dimensione massima dell'aggregato

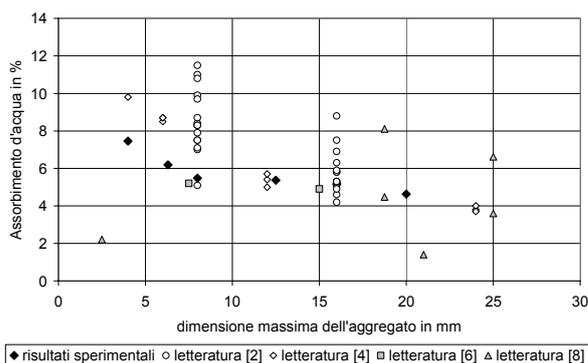


Figura 3 - Assorbimento percentuale d'acqua degli aggregati riciclati in funzione della dimensione massima dell'aggregato

Tabella 1 - Composizione di 1 m³ di miscela

	Calcestruzzo ordinario	Calcestruzzo riciclato
Cemento CEM II/A-L 42.5R	370 kg	370 kg
PFA	50 kg	50 kg
Acqua	215 litri	215 litri
Aggregati	1663 kg	1500 kg
A/C	0,58	0,58
A/(C + PFA)	0,55	0,55
Additivo superfluidificante	3,36 litri	3,36 litri

La distribuzione granulometrica utilizzata per gli aggregati naturali e riciclati è mostrata in Fig. 4.

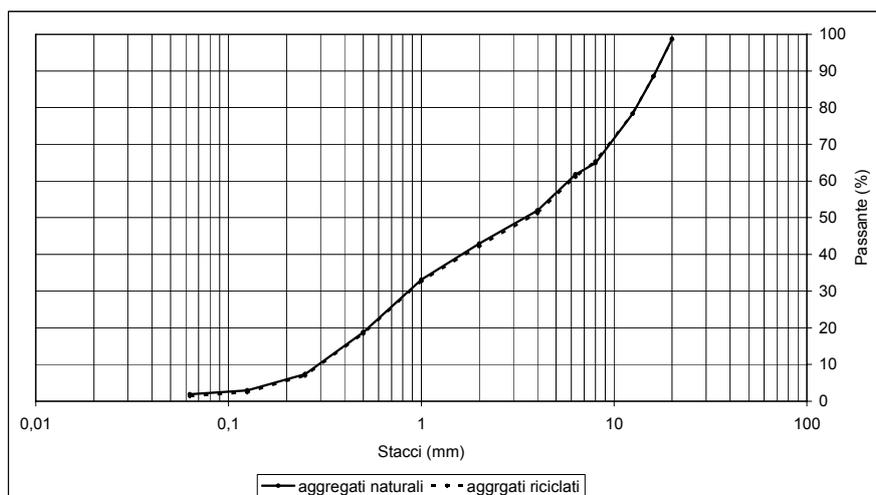


Figura 4 - Curve granulometriche degli aggregati naturali e riciclati introdotti nelle miscele

Sono state eseguite prove di slump test sul calcestruzzo allo stato fresco: l'abbassamento al cono di Abrams per il calcestruzzo ordinario è di 200 mm, per quello confezionato con aggregati riciclati di 190 mm, tali valori sono stati ottenuti dalle medie di tre prove.

La massa volumica del calcestruzzo allo stato fresco è risultata di 2335 kg/m^3 per il calcestruzzo ordinario e di 2154 kg/m^3 per quello riciclato.

Per valutare il ritiro superficiale sono stati confezionati per ciascuna miscela 4 provini cilindrici di dimensione $h = 70 \text{ cm}$ e $\varnothing = 14 \text{ cm}$, per un totale di 8 provini. Sono stati sfornati a 24 ore dal getto, e posti a coppie di due provini in due distinti ambienti di stagionatura: in acqua, in una vasca termostatica (temperatura $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$), e in ambiente in condizioni termoigrometriche costanti (temperatura $20 \text{ }^\circ\text{C}$ e umidità relativa 70%).

Per misurare il ritiro superficiale, preventivamente, sono state applicate sui provini le basi di lettura in acciaio, con mastice a base di resina epossidica e ammina.

Tali basi sono state disposte, in coppia, nella zona centrale di tre generatrici disposte a 120° l'una rispetto all'altra (Fig. 5).

La prima misura di riferimento è stata eseguita a circa 24 ore dal getto, le successive misure sono state effettuate alle seguenti scadenze: 2 gg, 3 gg, 7 gg, 14 gg e 28 gg.

Lo strumento utilizzato per le letture è un Tensotast Huggenberger 68.150, avente la sensibilità di $1/1000 \text{ mm}$.

Nel diagramma di Fig. 6 sono riportati i valori medi del ritiro superficiale misurati nelle quattro coppie di provini, insieme ai risultati reperiti in letteratura [9], [10], relativi a calcestruzzo prodotto con inerti grossi e fini riciclati e stagionatura in acqua ed in aria in ambiente termoigrometrico standard.

Le deformazioni da ritiro sono considerate positive in caso di riduzione di volume, negative in caso di rigonfiamento.

Si nota un ritiro maggiore per i provini confezionati con il calcestruzzo ordinario e con stagionatura in aria, mentre con la stagionatura in acqua i risultati sono simili.



Figura 5 - Provini per determinare il ritiro superficiale

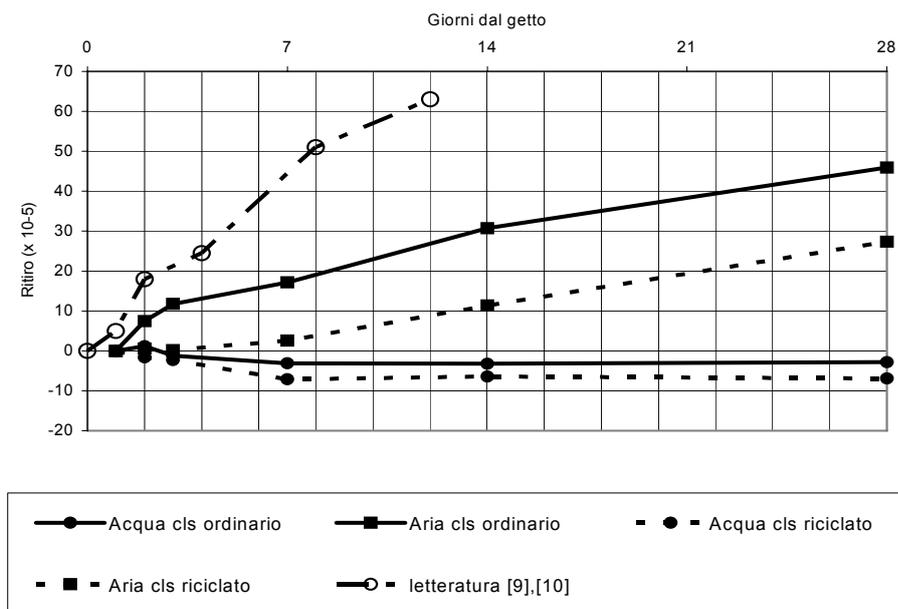


Figura 6 - Ritiro superficiale in funzione dell'età di stagionatura, per calcestruzzo ordinario e riciclato, per stagionature in acqua e aria

Le resistenze a compressione ed a trazione sono state valutate rispettivamente su provini cubici standard e provini cilindrici (altezza 22 cm e Ø 14 mm). Sono stati confezionati per ciascuna miscela 4 provini cubici e 4 cilindrici, a coppie di due stagionati in aria ed in acqua. Tutti i provini sono stati testati a 28 gg. Nella Tabella 2 sono riportati i valori medi ottenuti dalle prove di compressione e trazione per il calcestruzzo ordinario e riciclato, al variare delle condizioni di stagionatura.

Tabella 2 - Resistenze a compressione e trazione

Resistenze a compressione in N/mm ²		
stagionatura	Calcestruzzo ordinario	Calcestruzzo riciclato
acqua	38,2	15,0
aria	35,6	15,5
Resistenza a trazione in N/mm ²		
acqua	3,12	2,88
aria	2,97	2,19

Alcune ricerche [11], [12], [13], [14], [15] hanno evidenziato che, sostituendo fino al 30% gli aggregati naturali con aggregati riciclati, le proprietà meccaniche del calcestruzzo non subiscono un cambiamento. La resistenza a compressione dei calcestruzzi confezionati con aggregati riciclati dipende dal rapporto acqua/cemento dell'impasto, dalla resistenza meccanica del conglomerato da cui provengono gli aggregati riciclati e dalla quantità di aggregato fine riciclato presente nel calcestruzzo [16]. Nel diagramma di Fig. 7, si riportano le resistenze a compressione reperite in letteratura [16], relative a calcestruzzi confezionati con il 100% di aggregati grossi e fini riciclati, provenienti da calcestruzzi di cui è nota la resistenza a compressione, e con differenti rapporti acqua/cemento. Nel medesimo diagramma sono riportati anche il valore della resistenza a compressione

media ottenuto dall'indagine sperimentale condotta. In tal caso non è però nota la resistenza del calcestruzzo con il quale sono stati ottenuti gli inerti riciclati.

3. ANALISI DEI RISULTATI

Dal diagramma di Fig. 1, si può osservare che l'assortimento granulometrico ottenuto dalla frantumazione del calcestruzzo non è idoneo ad essere impiegato totalmente per confezionare un nuovo calcestruzzo. Sono stati aggiunti opportuni quantitativi di aggregati riciclati con diametri differenti per modificare la curva (Fig. 4).

La densità degli aggregati riciclati, in condizione di saturazione a superficie asciutta, è un parametro che ha un elevato grado di aleatorietà, come può essere osservato dalla dispersione dei dati riportati nel diagramma di Fig. 2. I risultati ottenuti nell'indagine sperimentale sono comunque in linea con quelli reperiti in letteratura e si osserva una tendenza dell'incremento della densità all'aumentare del diametro dell'aggregato. Le prove condotte per valutare l'assorbimento d'acqua degli aggregati riciclati hanno mostrato una riduzione di tale parametro all'aumentare del diametro. Il confronto con i dati reperiti in letteratura, confermano questa tendenza, ma anche in questo caso si osserva una decisa dispersione (Fig. 3).

La quantità di vecchia malta attaccata agli aggregati naturali, oltre a ridurre la massa volumica e aumentare l'assorbimento d'acqua, provoca una produzione poco controllata di frazioni fini generate dal suo sgretolamento durante la miscelazione in betoniera. Questo fatto è considerato il principale fattore di deterioramento della qualità dei calcestruzzi confezionati con aggregati riciclati. La prova Los Angeles modificata, condotta sugli aggregati riciclati con Ø > 4 mm, ha mostrato che la perdita di massa è indipendente dal diametro, seppure valori leggermente superiori si registrino per gli aggregati trattenuti allo staccio 16 mm.

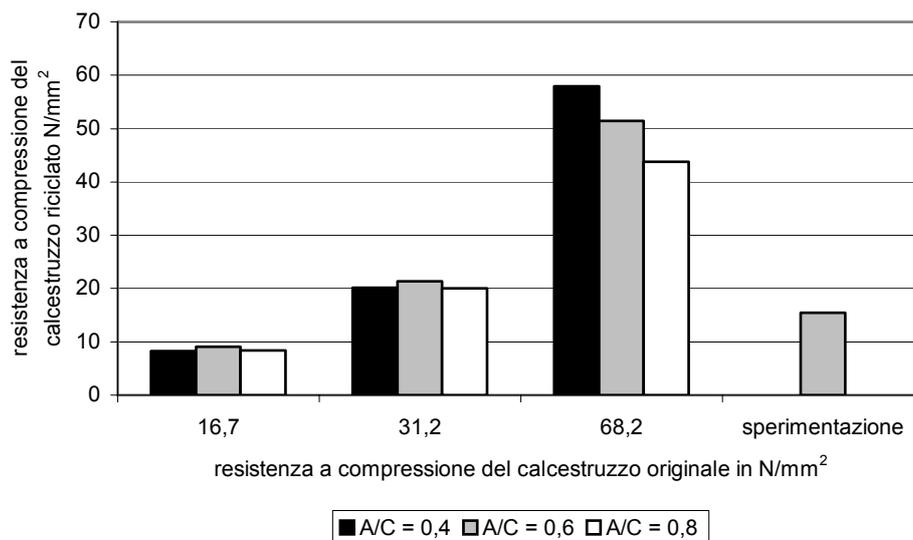


Figura 7 - Resistenze a compressione di calcestruzzi riciclati al variare del rapporto a/c, in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo originale dal quale sono ottenuti gli aggregati riciclati

Le prove condotte sul calcestruzzo fresco (massa volumica e abbassamento al cono di Abrams) mostrano, come è noto, una riduzione di massa volumica e di lavorabilità rispetto al calcestruzzo ordinario a parità di composizione. Per entrambi i parametri la riduzione è stata inferiore al 7%. L'ottima lavorabilità ottenuta è un parametro fondamentale per considerare il calcestruzzo, prodotto con inerti totalmente riciclati, idoneo per la sua messa in opera anche in presenza di armature.

I parametri che influenzano maggiormente il ritiro sono i rapporti inerte/cemento e acqua/cemento dell'impasto cementizio: entrambi questi parametri erano costanti per i due tipi di calcestruzzo, ordinario e riciclato. Esaminando il diagramma di Fig. 6 si osserva un ritiro leggermente superiore per il calcestruzzo riciclato, con stagionatura in acqua. Tale risultato è in linea con i dati di letteratura. Invece i provini stagionati all'aria hanno un comportamento in controtendenza: il calcestruzzo ordinario ha valori di ritiro nettamente superiori a quelli del calcestruzzo riciclato. A causa della scarsa numerosità del campione non si ritiene opportuno avanzare delle giustificazioni. Questo risulta comunque incoraggiante per l'impiego del calcestruzzo riciclato in ambito strutturale.

Come può essere osservato nella Tabella 2, l'impiego di aggregati riciclati in luogo di quelli naturali, a parità di composizione del calcestruzzo, determina una forte riduzione della resistenza a compressione (anche del 60%). Invece la resistenza a trazione appare meno sensibile alla presenza di aggregati riciclati, infatti si ha una riduzione inferiore al 25% per provini stagionati in aria ed inferiore all'8% per quelli stagionati in acqua.

Nel diagramma di Fig. 7, in cui sono riportati dati reperiti in letteratura su calcestruzzi confezionati con aggregati totalmente riciclati, si osserva una forte influenza della qualità dell'aggregato riciclato sulla resistenza a compressione del calcestruzzo.

4. CONCLUSIONI

Nonostante nella presente sperimentazione siano stati impiegati, per il confezionamento del calcestruzzo, il 100% di aggregati riciclati fini e grossi, in controtendenza con quanto riportato in letteratura, che prevede in generale solo l'impiego

di aggregati grossi riciclati, i risultati ottenuti sono in linea con quelli reperiti in letteratura.

Si è mostrato che, curando la composizione del calcestruzzo, soprattutto per quanto riguarda il dosaggio dell'acqua, tenendo conto dell'elevata porosità degli aggregati riciclati, si ottengono valori di abbassamento al cono di Abrams e di ritiro tali da considerare il materiale idoneo per l'impiego strutturale.

Invece, per quanto riguarda le basse resistenze a compressione ottenute, queste sono da addebitarsi alla scarsa qualità del materiale reperito nella discarica. A questo proposito è importante segnalare che attualmente le discariche autorizzate non sono organizzate per permettere uno stoccaggio selettivo dei rifiuti da costruzione e demolizione. Fino ad oggi questi materiali sono stati utilizzati soprattutto nella costruzione di rilevati stradali o come materiale da riempimento. Per permettere un utilizzo anche a fini strutturali è necessario, oltre una normativa apposita, creare una immagine positiva dell'aggregato riciclato presso gli utilizzatori; infatti uno dei principali ostacoli all'utilizzo degli aggregati riciclati è costituito dall'atteggiamento fortemente conservatore dei progettisti, delle stazioni appaltanti e della direzione dei lavori, che preferiscono fare riferimento all'impiego esclusivo dei materiali tradizionali ben più collaudati.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Padmini A. K., Ramamurthy K., Mathews M.S.- (2009), Influence of parent concrete on the properties of recycled aggregate concrete, *Construction and building materials* 23, Elsevier, 872-877.
- [2] Sanchez de Juan M., Gutierrez P.A. - (2009), Study on the influence of attached mortar content on the properties, *Construction and building materials* 23, Elsevier, 872-877.
- [3] Nagataki S., Gokce A., Saeki T. - (2000), Effect of recycled aggregate characteristics on the performance parameters of recycled aggregate concrete, *Proceeding of fifth CanMet ACI International Conference on durability of concrete July 4-9, Barcelona*, 51-71.
- [4] Hansen T.C. Narud H. - (1983), Strength of recycled

- concrete made from crushed concrete coarse aggregate, *Concrete International – Design and Construction*, 5, N° 1, 79-83.
- [5] B.C.S.J. – (1978), Study on recycled aggregate and recycled aggregate concrete, *Building Contractors Society of Japan. Committee on Disposal and Reuse of Concrete Construction Waste. Summary in Concrete Journal, Japan*, 16, N° 7, 18-31.
- [6] Limbachiya M.C., Leelawat T., Dhir R.K. – (2000), Use of Recycled Concrete Aggregate in High-Strength Concrete, *Materials and Structures*, vol. 33, 574-580.
- [7] UNI 8520: 2500 Aggregati per il calcestruzzo.
- [8] Kreijger P.C., “Hergerbruik van Bouw-en Sloopafval als Toeslagmateriaal in Beton“, Th-Eindhoven, Afdeling Bouwkunde, Rapport M83-1, 1983.
- [9] Hasada, S., Kawamura, M., Toriik, K. Et al. - (1981), Drying Shrinkage and Durability of Concrete Made of recycled Concrete Aggregates, *Japan Concrete Institute*, 3, 55-60.
- [10] Fujii T. - (1988), Strength and Drying Shrinkage Behavior of Concrete Crushed Aggregate, *Proceedings of the Second International RILEM Symposium on demolition and reuse of concrete and masonry. 2: Reuse of demolition waste (ed. Y. Kasai), Nihon Daigaku Kaikan, Tokyo, Japan*, Chapman & Hall, London, 660-669.
- [11] Kashino N., Takahashi Y. - (1988), Experimental Studies on Placement of Recycled Aggregate Concrete, *Proceedings of the Second International RILEM Symposium on demolition and reuse of concrete and masonry. 2: Reuse of demolition waste (ed. Y. Kasai), Nihon Daigaku Kaikan, Tokyo, Japan*, Chapman & Hall, London, 557-564.
- [12] Kikuchi M., Mukai T., Kozumi H. - (1988), Properties of Concrete Products Containing Recycled Aggregate, *Proceedings of the Second International RILEM Symposium on demolition and reuse of concrete and masonry. 2: Reuse of demolition waste (ed. Y. Kasai), Nihon Daigaku Kaikan, Tokyo, Japan*, Chapman & Hall, London, 709-718.
- [13] Yanagi K., Hisaka M., Nakagawa M., Kasai Y., (1988), Effect of Impurities in Recycled Coarse Aggregate upon a Few Properties of the Concrete Produced with it, *Proceedings of the Second International RILEM Symposium on demolition and reuse of concrete and masonry. 2: Reuse of demolition waste (ed. Y. Kasai), Nihon Daigaku Kaikan, Tokyo, Japan*, Chapman & Hall, London, 613-620.
- [14] Yamoto, T., Emoto, Y., Soeda, M. and Sakamoto, Y. - (1988), Some Properties of Recycled Aggregate Concrete, *Proceedings of the Second International RILEM Symposium on demolition and reuse of concrete and masonry. 2: Reuse of demolition waste (ed. Y. Kasai), Nihon Daigaku Kaikan, Tokyo, Japan*, Chapman & Hall, London, 643-651.
- [15] Mukai T., Kikuchi M. - (1988), Properties of Reinforced Concrete Beams Containing Recycled Aggregate, *Proceedings of the Second International RILEM Symposium on demolition and reuse of concrete and masonry. 2: Reuse of demolition waste (ed. Y. Kasai), Nihon Daigaku Kaikan, Tokyo, Japan*, Chapman & Hall, London, 670-679.
- [16] Coppola L., Monosi S., Sandri S., Borsoi A. – (1995), Riciclaggio delle Strutture in C.A. e C.A.P. Demolite per il Confezionamento di Nuovi Calcestruzzi, *L’Industria Italiana del Cemento* 12, 715-728.

COMPORTAMENTO SPERIMENTALE E MODELLAZIONE DI ELEMENTI COMPRESI IN C.A. RIPRISTINATI CON MALTA

Carlo Pellegrino, Francesca da Porto, Claudio Modena

Dipartimento di Costruzioni e Trasporti, Università degli Studi di Padova

SOMMARIO

Questo lavoro mostra i risultati di una campagna sperimentale riguardante il comportamento assiale di colonne in c.a., aventi sezione quadrata, ripristinate con malta cementizia polimero-modificata. Le prove sono state effettuate variando lo spessore del ripristino, che includeva o meno l'armatura in acciaio su una faccia della colonna quadrata. I risultati sperimentali sono stati confrontati con quelli relativi alle colonne di riferimento non danneggiate e non riparate. La malta non ripristina la capacità portante delle colonne di controllo non danneggiate anche se fornisce risultati accettabili. Stati di ripristino che includono l'armatura longitudinale mostrano buone proprietà, comportamento stabile e collaborazione con il substrato in calcestruzzo, mentre strati di ripristino sottili, che non includono l'armatura, evidenziano il verificarsi del distacco prematuro della malta dal calcestruzzo. Modelli numerici non lineari semplificati confermano il comportamento differente dei due tipi di ripristino.

SUMMARY

This paper presents the results of experimental tests on axial behaviour of reinforced concrete columns, with square cross-section, repaired by polymer-modified cementitious mortar. Tests were repeated varying repair thickness, which included or did not include the steel reinforcement on one face of the square column. Results were discussed and compared with those from control columns, which were tested in non-damaged, non-repaired conditions. The repair cannot restore the load-bearing capacity of non-damaged control columns, although they give acceptable results. Repairs that include the longitudinal reinforcement show good properties, with stable behaviour, sharing of loads, and plasticization of the material before failure, whereas thin repairs that do not include the reinforcement do not have adequate performance due to premature debonding. Non-linear numerical models also confirmed the different behaviour of the two types of repair.

1. INTRODUZIONE

Il campo della riabilitazione e del rinforzo strutturale di elementi in cemento armato ha mostrato negli ultimi anni un interesse crescente da parte della comunità scientifica. Storicamente l'acciaio è stato il materiale principale per il rinforzo di strutture in calcestruzzo (ad esempio tramite l'applicazione esterna di piastre o staffe). In questo contesto l'applicazione esterna di compositi fibrorinforzati (FRP) ha mostrato molti vantaggi come l'alto rapporto resistenza/peso, l'assenza di problemi legati alla corrosione e la facilità di applicazione. In questi ultimi anni sono state portate avanti varie campagne sperimentali presso l'Università di Padova sul comportamento a flessione [1], [2] a taglio [3], [4], [5] di elementi in c.a. rinforzati con FRP e sull'aderenza FRP-calcestruzzo [6], [7]. In tale ambito l'applicazione di malta cementizia per la riabilitazione ed il rinforzo strutturale di strutture esistenti in c.a. rappresenta un'altra possibilità di intervento con un materiale più tradizionale.

Emberson e Mays [8] hanno sviluppato uno dei primi studi sperimentali sull'influenza delle proprietà fisiche e meccaniche di malte da ripristino applicate su elementi tesi e, a seguire, su elementi inflessi in c.a. [9]. La maggior parte della ricerca in questo campo ha riguardato il comportamento

di elementi inflessi [10], [11], [12], [13], [14], [15], [16], [17].

Ramirez [18] ha sviluppato una descrizione di differenti metodi per la riparazione di colonne caricate assialmente. Nell'ampia letteratura relativa alla riparazione di colonne in c.a. in ambito sismico (uno stato dell'arte può essere trovato in [19]), pochi autori hanno considerato il caso di applicazione di malta senza l'inserimento di armatura aggiuntiva. Alcuni dei principali lavori sul ripristino di colonne in c.a. sono descritti in [20], [21], [22], [23], [24].

Alcune questioni relative al rinforzo di colonne in c.a. relative ad esempio alla scelta delle proprietà del materiale per il ripristino e della sua configurazione geometrica con l'obiettivo di migliorare la compatibilità dell'intervento sono ancora argomenti aperti di ricerca. In questo ambito l'effetto dello spessore del materiale da ripristino sull'efficienza dell'intervento di riabilitazione in relazione alla configurazione dell'armatura esistente non sembra essere stato studiato in dettaglio per elementi caricati assialmente.

In questo lavoro si mostrano i principali risultati di una campagna sperimentale avente l'obiettivo di verificare l'efficienza del ripristino di colonne a sezione quadrata, caricate assialmente, tramite malta cementizia polimero-

modificata. La malta da ripristino ha proprietà meccaniche simili a quelle del calcestruzzo che costituisce la colonna con una resistenza a trazione leggermente superiore ed è applicata su un'intera faccia della colonna. L'obiettivo è quello di fornire un contributo sulla valutazione dell'efficienza di tale tipologia di materiale per il ripristino di colonne in c.a., verificando l'effetto dello spessore del ripristino (che può includere o meno l'armatura) sul quadro fessurativo, la resistenza e la deformabilità dell'elemento strutturale caricato assialmente.

Sono state inoltre sviluppate alcune modellazioni numeriche non lineari semplificate per simulare il comportamento degli elementi di riferimento e di quelli ripristinati.

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

2.1 Progetto e preparazione dei campioni

L'obiettivo principale del programma sperimentale è quello di verificare il comportamento statico sotto carichi assiali di sei colonne di cemento armato, riparate con una malta cementizia polimero-modificata. Le sei colonne utilizzate per la sperimentazione hanno sezione quadrata di lato 300x300mm, 20mm di copriferro, un'altezza totale di 0.8m. L'armatura longitudinale è costituita da quattro ferri di 12mm di diametro. Le staffe, realizzate con ferri d'armatura da 8mm di diametro, sono disposte ad interasse di 140mm. I sei campioni sono stati divisi in tre serie sperimentali. Due colonne sono state utilizzate come campioni di riferimento (P00_a;b), e sono state testate in condizioni non danneggiate ed in assenza di alcuno strato di ripristino. Le altre quattro colonne sono state riparate su di un lato. In fase di realizzazione, sono state gettate lasciando su di un lato le armature scoperte. Dopo una stagionatura di 28 giorni, la superficie scoperta è stata preparata e quindi è stato applicato uno strato di materiale da ripristino. Su due colonne, il ripristino, spesso 50mm, include l'armatura longitudinale (P50_a;b). Sulle altre due colonne, invece, è bastato uno strato più sottile, dello spessore di 15mm, per ripristinare la dimensione originale della sezione dell'elemento (300x300 mm; campioni P15_a;b). In quest'ultimo caso, infatti, l'intervento è mirato a ripristinare il solo copriferro. La Fig. 1 mostra alcuni dettagli dei sei campioni costruiti e testati, mentre la Tab. 1 riporta i dati geometrici relativi alle sei colonne.

Tabella 1 – Dettaglio dei campioni

Colonna	P00_a; P00_b	P15_a; P15_b	P50_a; P50_b
Condizione di prova	Colonna di riferimento	Ripristino 15mm	Ripristino 50mm
Sezione (mm ²)		300x300	
Armatura longitudinale		4Φ12	
ρ _l (%)		0.50	
Armatura trasversale		1Φ8/140 mm	
ρ _w (%)		0.24	

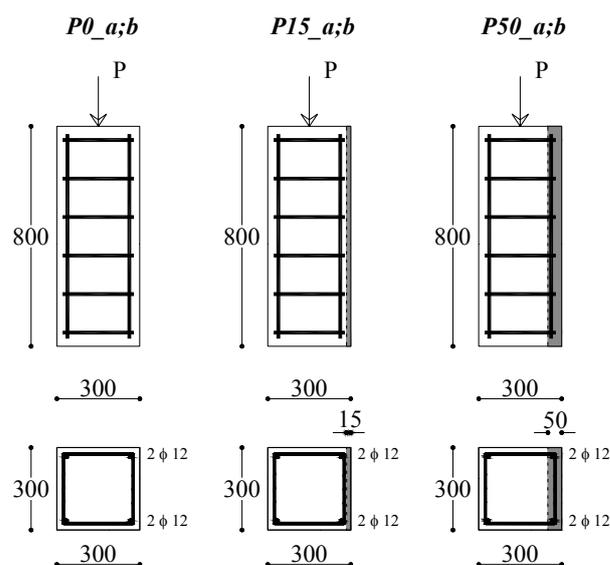


Figura 1 – Geometria dei campioni, armature e ripristini

2.2 Materiali utilizzati

Il calcestruzzo utilizzato per le colonne è del tipo C30 (resistenza a compressione dichiarata pari a 30N/mm²). Le principali proprietà meccaniche del calcestruzzo sono state valutate sperimentalmente dopo 28 giorni di maturazione.

La resistenza a compressione media, misurata su 4 provini cubici di dimensioni 150x150x150 mm, è pari a 34.8N/mm². La resistenza a compressione cilindrica misurata su provini di diametro pari a 150mm e altezza di 320mm, è pari a 33.6N/mm². La resistenza a trazione media misurata tramite trazione indiretta su provini cilindrici delle medesime dimensioni è pari a 3.2N/mm². Il modulo elastico non è stato determinato sperimentalmente ma, sulla base della resistenza cilindrica misurata e la formulazione dell'Eurocodice 2 [25], è stato assunto pari a 32500N/mm².

L'armatura consiste in barre in acciaio ad aderenza migliorata FeB44k (tensione di snervamento caratteristica dichiarata di 430N/mm² e tensione caratteristica a rottura di 540N/mm²). Sia le barre per l'armatura longitudinale (diametro 12mm) sia quelle per l'armatura trasversale (diametro 8mm) sono state sottoposte a prova a trazione. Le proprietà meccaniche sono simili per i due tipi di barre con tensione di snervamento media di 532N/mm² e a rottura di 628 N/mm².

La malta cementizia utilizzata per il ripristino di tutte le colonne è del tipo premiscelato, tixotropico, polimero-modificato. Il prodotto, chiamato TCA3/T, presenta elevate proprietà di aderenza, bassa permeabilità al vapore e all'anidride carbonica e ritiro compensato. Il prodotto è generalmente usato per ripristini di strutture in c.a. Le proprietà meccaniche della malta da ripristino sono state misurate su provini aventi dimensioni 40x40x160mm testati dopo 28 giorni di maturazione. La densità della malta indurita è pari a 2170kg/m³. La resistenza a trazione media ottenuta tramite test a flessione è pari a 3.5N/mm², la resistenza a compressione cubica media è 39.6N/mm², il modulo elastico medio è 26240N/mm². La tabella 2 mette a confronto le proprietà meccaniche del supporto in calcestruzzo e della malta da ripristino. Si può osservare che le proprietà

capacità teorica (vedasi Tab. 3). La Fig. 4 mostra i quadri fessurativi a collasso per tutte le colonne testate.

Tabella 3 – Carichi sperimentali

Colonna	Carico di distacco (kN) (c)	(c)/(b)	Carico ultimo (kN)		(a)/(b)
			Teorico (a)	Sperimentale (b)	
P00_a	-	-	3022	2929	1.03
P00_b	-	-	2889	2869	1.01
P15_a	1901	0.76	-	2507	1.15
P15_b	1575	0.58	-	2709	1.07
P50_a	2430*	0.93	-	2606	1.11
P50_b	2160*	0.86	-	2501	1.16

* Distacco parziale

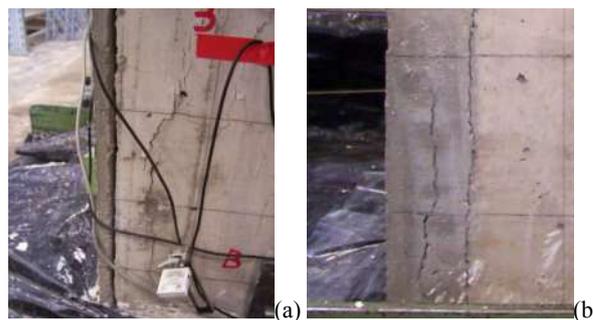


Figura 3 – Collasso con distacco del ripristino (a), campione P15_b; fessurazione del ripristino lungo l'interfaccia con la trave originaria (b), campione P50_a

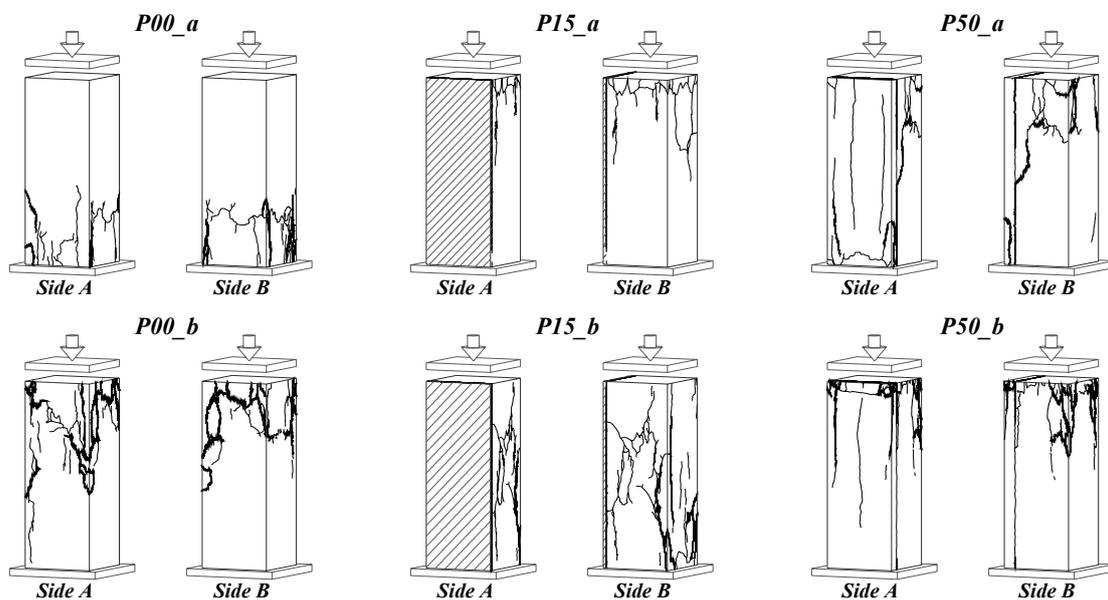


Figura 4 – Quadri fessurativi delle colonne a collasso

Tabella 4 – Tensioni e deformazioni

Colonna	Tensione (N/mm ²)	1/3 del carico ultimo			Carico di distacco			Carico ultimo	
		Def. trasversale (a) (10 ⁻³)	Def. assiale (b) (10 ⁻³)	(a)/(b)	Tensione (N/mm ²)	Def. trasversale (10 ⁻³)	Def. assiale (10 ⁻³)	Tensione (N/mm ²)	Def. assiale (10 ⁻³)
P00_a	10.3	0.08	-0.41	-0.19	-	-	-	31.0	-2.41
P00_b	10.6	0.08	-0.39	-0.20	-	-	-	31.9	-2.52
P15_a colonna ripristino	9.3	0.06	-0.31	-0.21	21.1	0.20	-0.97	27.9	-2.25
		0.09	-0.51	-0.18		0.23	-1.30		-0.79
P15_b colonna ripristino	10.0	0.06	-0.30	-0.21	17.5	0.13	-0.55	30.1	-2.11
		0.06	-0.38	-0.15		0.06	-1.08		-0.54
P50_a colonna ripristino	9.7	0.05	-0.23	-0.20	27.0	0.25	-1.48	29.0	-2.28
		0.12	-0.74	-0.16		0.43	-2.25		-3.30
P50_b colonna ripristino	9.3	0.05	-0.24	-0.23	24.0	0.29	-1.06	27.8	-2.21
		0.24	-1.00	-0.24		0.54	-2.40		-2.71

Tabella 5 – Modello numerico: proprietà dei materiali

Materiale	f_c (N/mm ²)	ϵ_{cu} (%)	f_{ct} (N/mm ²)	ϵ_{ctu} (%)	f_y (N/mm ²)	ϵ_y (%)	f_t (N/mm ²)	ϵ_t (%)	E (N/mm ²)	ν (-)
Calcestruzzo	28.90	0.18	3.19	0.01	-	-	-	-	32500	0.20
Malta	32.87	0.25	3.48	0.01	-	-	-	-	26200	0.20
Acciaio	-	-	-	-	532	0.27	628	25	200000	0.25

3.2 Tensioni e deformazioni

La Fig. 5 mostra i diagrammi tensioni-deformazioni di tre colonne: una colonna di riferimento (P00_a), una con ripristino da 15mm di spessore (P15_a) ed una con ripristino da 50mm (P50_a).

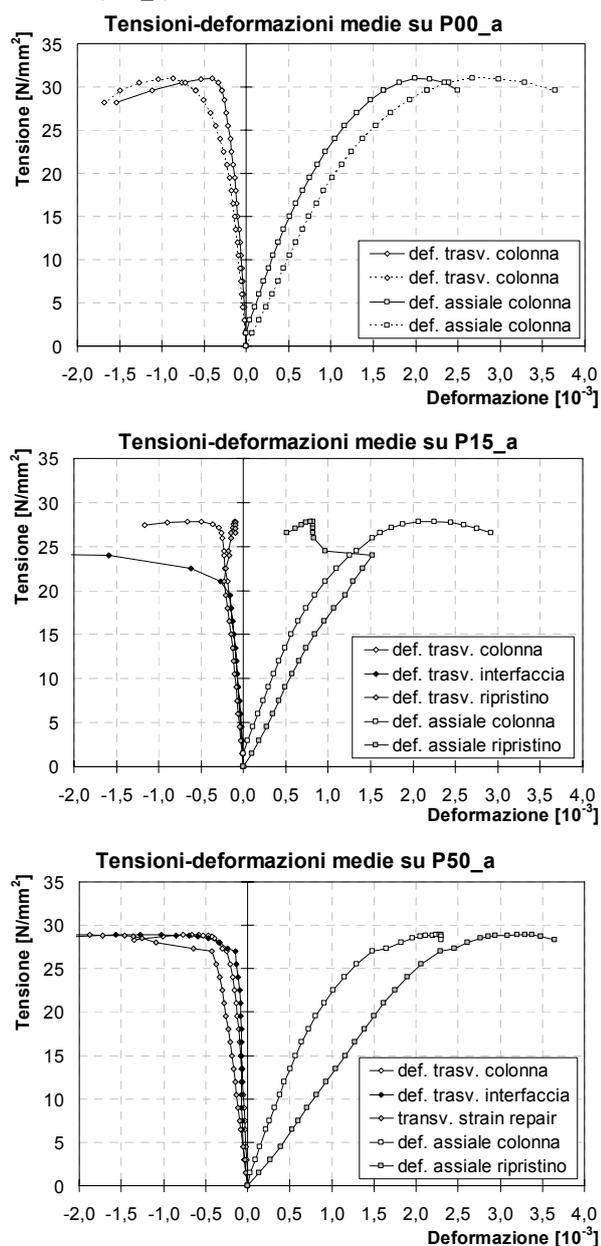


Figura 5 - Diagrammi tensione-deformazione di colonne di riferimento (P00_a), e riparate (P15_a, P50_a)

Nei diagrammi, le deformazioni assiali (di compressione) sono riportate con segno positivo, le deformazioni trasversali (di trazione) sono riportate con segno negativo.

In Fig. 6 è riportato il confronto tra tutte le curve tensione-deformazione assiale, nel diagramma superiore sono mostrate le deformazioni assiali misurate sul lato non riparato, quindi in condizioni originarie, della colonna, mentre nel grafico inferiore sono diagrammate le deformazioni del lato ripristinato, e, per confronto, sono nuovamente riportate le deformazioni delle colonne di riferimento. In Fig. 7 è infine riportato il confronto tra tutte le curve tensione-deformazione trasversale, con la deformazione trasversale misurata sul lato non riparato delle colonne (diagramma superiore) o su quello riparato (diagramma inferiore, ove sono riportate di nuovo anche le deformazioni delle colonne di riferimento). Nei diagrammi di Fig. 6 e Fig. 7, sia le deformazioni assiali sia quelle trasversali sono riportate con segno positivo.

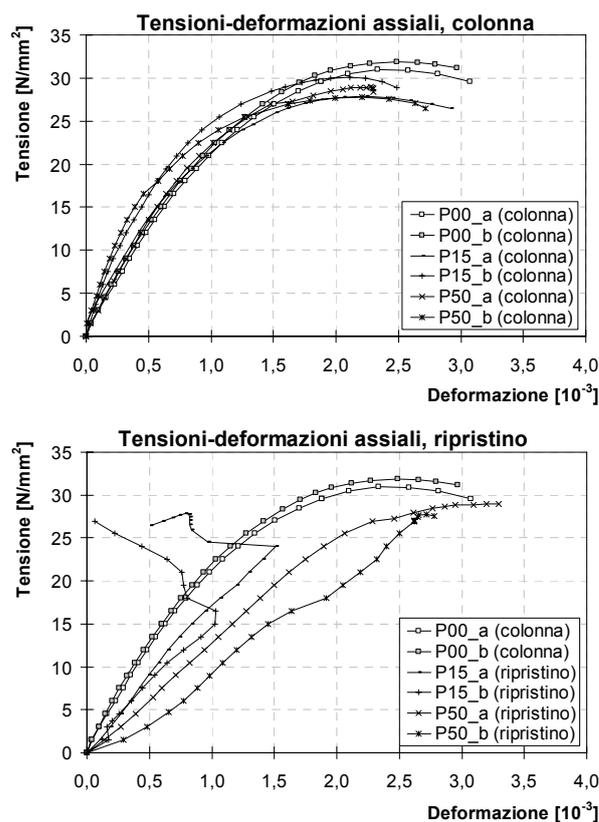


Figura 6 - Diagrammi tensione-deformazione assiale sui lati originari e su quelli ripristinati di tutti i campioni

Nelle colonne di riferimento, le deformazioni misurate su facce tra loro ortogonali della colonna hanno mostrato

andamento simile tra loro, con relazione tensione-deformazione di tipo parabolico (vedasi P00_a in Fig. 5). Il rapporto tra deformazioni trasversali ed assiali, in fase elastica, è in media pari a circa -0.2. Le deformazioni assiali al carico ultimo, in media, sono pari a $-2.45 \cdot 10^{-3}$, ovvero il collasso avviene dopo una fase di plasticizzazione del calcestruzzo (vedasi Tab. 4).

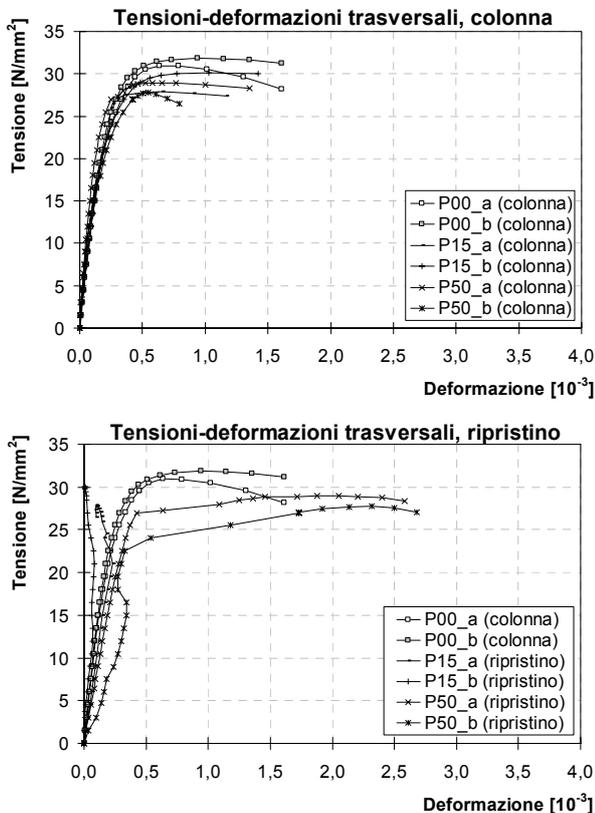


Figura 7 - Diagrammi tensione-deformazione trasversale sui lati originari e su quelli ripristinati di tutti i campioni

Le colonne riparate con strati di malta più spessi (vedasi P50_a in Fig. 5) hanno mostrato un comportamento analogo. Le deformazioni misurate su facce tra loro ortogonali della colonna sono ancora simili tra di loro, ma in questo caso sono rilevate su una faccia della colonna originaria, ed una invece costituita dallo strato di ripristino. I lati originari e riparati della colonna, nonostante questi ultimi abbiano fatto rilevare deformazioni più elevate, hanno quindi collaborando tra di loro nel corso della prova. Il rapporto tra deformazioni trasversali ed assiali, misurato in fase elastica sulle facce non riparate delle colonne, è in media pari a circa -0.22; mentre lo stesso rapporto, valutato sui lati riparati delle colonne, nonostante i più alti valori di deformazione rilevati, è in media pari a -0.20 (si veda la Tab. 4). Gli strati di ripristino hanno mostrato un distacco parziale dal substrato originario della colonna per carichi pari a circa il 90% della capacità ultima. A questo livello, è comunque già iniziata la plasticizzazione della malta di ripristino, su entrambe i campioni (deformazioni assiali medie sui ripristini pari a $-2.33 \cdot 10^{-3}$; Tab. 4). A questo punto, la rigidità delle colonne di tipo P50, che inizialmente era più elevata, ha mostrato un decremento ed è diventata più piccola di quella delle colonne di riferimento. (Fig. 6). Il distacco del ripristino, comunque, non è stato completo, ed i lati originari e riparati delle colonne hanno continuato a collaborare tra di loro fino al raggiungimento della resistenza ultima (si veda P50_a in Fig. 5). Le deformazioni assiali medie sui lati originari e ripristinati delle colonne P50_a e

P50_b al carico ultimo sono pari a $-2.25 \cdot 10^{-3}$ e $-3.01 \cdot 10^{-3}$, ovvero il collasso avviene con la plasticizzazione sia del calcestruzzo sui lati non riparati delle colonne, sia della malta di ripristino (si veda la Tab. 4).

Le colonne riparate con strati di malta sottili (si veda P15_a in Fig. 5) hanno invece mostrato un comportamento differente. Le deformazioni misurate su facce tra di loro ortogonali, ovvero sui lati originari e ripristinati delle colonne, hanno mostrato andamento simile soltanto durante la prima fase elastica della prova. Durante questa fase, il rapporto tra deformazioni trasversali ed assiali, sulle facce non riparate delle colonne, è ancora in media circa -0.21; mentre sui lati riparati delle colonne, dove le deformazioni assiali rilevate sono più elevate, tale rapporto è più piccolo (in media -0.17; si veda la Tab. 4). Ad un livello di carico pari al 76% ed al 58% della resistenza ultima (per le colonne P15_a e P15_b rispettivamente), gli strati di ripristino si staccano dal calcestruzzo. A questo punto, i ripristini non possono più portare alcun carico, come dimostrato dal rilascio istantaneo delle deformazioni (si veda P15_a in Fig. 5; le deformazioni assiali sui ripristini di P15_a e P15_b in Fig. 6 e le deformazioni trasversali a cavallo dell'interfaccia tra substrato in calcestruzzo e strato di ripristino per P15_a e P15_b in Fig. 7). In questo caso, la plasticizzazione dello strato di ripristino non è ancora cominciata al momento in cui avviene il distacco (deformazioni assiali medie sui lati ripristinati e su quelli originari pari a $-0.76 \cdot 10^{-3}$ e $-1.19 \cdot 10^{-3}$; Tab. 4). La rigidità delle colonne di tipo P15, che inizialmente era più elevata, mostra un decremento e diventa più piccola di quella delle colonne di riferimento (Fig. 6). Al carico ultimo, le deformazioni assiali medie sui lati originari (non riparati) delle colonne P15_a e P15_b sono pari a $-2.18 \cdot 10^{-3}$, mentre i valori rilevati sui ripristino sono privi di significato (Tab. 4). Il collasso avviene quindi immediatamente dopo la plasticizzazione del calcestruzzo nella porzione originaria della colonna, senza alcun contributo da parte dello strato di ripristino.

4. MODELLAZIONE

Il comportamento sperimentale osservato è stato simulato mediante modelli non lineari agli elementi finiti. Per le analisi numeriche si è utilizzato il codice Straus7 [26]. Si sono adottati elementi solidi ad otto nodi per modellare sia il calcestruzzo delle colonne originarie, sia lo strato di ripristino delle colonne ripristinate, mentre l'armatura è stata modellata mediante elementi di tipo "beam". L'interfaccia tra substrato in calcestruzzo e ripristino in malta, per le colonne di tipo P15 e P50, è stata modellata con elementi "link" con limite di resistenza in trazione. Per riprodurre l'effetto dell'attrito tra le piastre della pressa e le estremità inferiore e superiore dei campioni, sono state impedito, ai nodi corrispondenti sulle due basi delle colonne modellate, le traslazioni orizzontali nelle due direzioni ortogonali. Per il calcestruzzo e la malta da ripristino sono state adottate delle relazioni tensioni-deformazioni paraboliche semplificate derivate da Hognestad [27], mentre per l'armatura si è utilizzata una legge elastoplastica bilineare con incrudimento. Le proprietà dei materiali utilizzate nei modelli, riportate in Tab. 5, sono state derivate dai valori ricavati durante la sperimentazione. I modelli appena descritti sono stati utilizzati per eseguire analisi statiche non lineari, sotto incremento di carico costante. La Fig. 8 confronta le curve tensioni-deformazioni ricavate sperimentalmente e numericamente per i tre tipi di campioni testati. Per le colonne di riferimento (tipo P00), il modello riproduce bene il diagramma tensioni-deformazioni medio dei due campioni testati, fino al carico massimo. I valori di rigidità elastica iniziale e di carico ultimo sono riprodotti in

modo soddisfacente, come si può vedere dalle curve tensione-deformazione trasversale e tensione-deformazione assiale. Solo in quest'ultimo caso, il modello è leggermente più rigido dei campioni sperimentali.

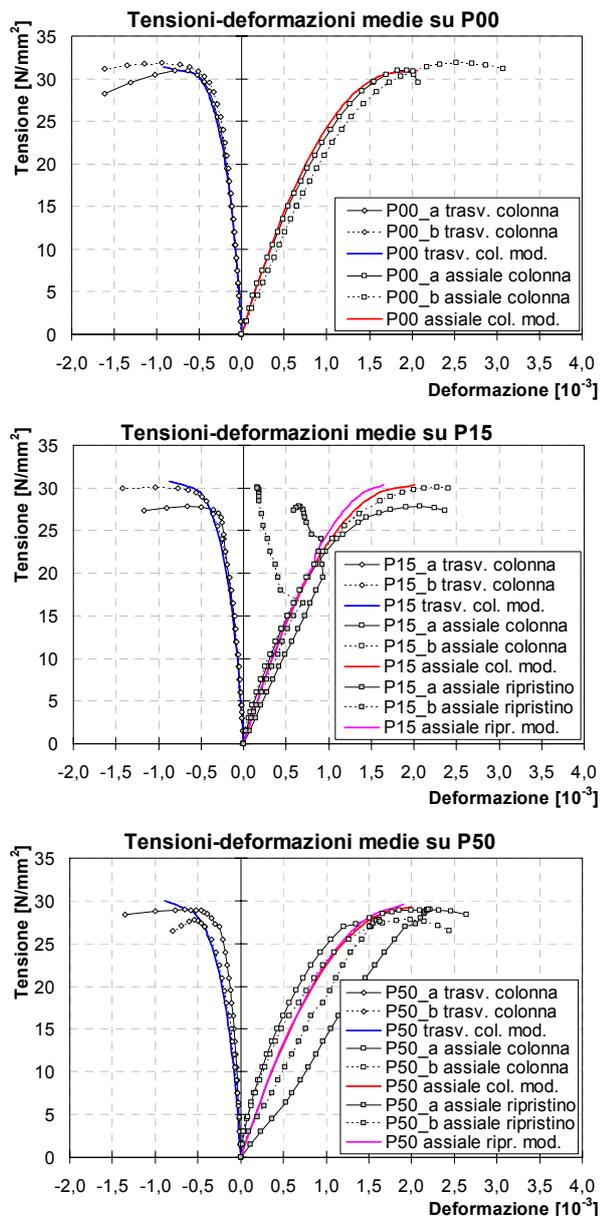


Figura 8 - Curve tensioni-deformazioni sperimentali e numeriche sulle colonne di riferimento (P00), e riparate (P15; P50)

Nel caso delle colonne di tipo P15, riparate con uno strato di ripristino di 15mm di spessore, il modello riproduce abbastanza bene i valori di rigidezza elastica iniziale e di carico ultimo, come si può osservare dalle curve tensione-deformazione trasversale e tensione-deformazione assiale ottenute sui lati non ripristinati della colonna. Le deformazioni assiali sui ripristini hanno un andamento simile a quello rilevato sui lati non riparati delle colonne solo durante la prima fase elastica, nella quale quindi il modello dà ancora buoni risultati. Durante le prove sperimentali, ad un livello di tensione compreso tra il 76% ed il 58% della capacità ultima, i ripristini, come già spiegato nella sezione precedente, si sono staccati dal substrato in calcestruzzo. Nonostante il modello non riesca a riprodurre il rilascio di deformazioni conseguente al distacco, la curva numerica presenta una discontinuità in corrispondenza del limite superiore di questo range di tensioni. Il modello riesce quindi, in qualche modo, ad evidenziare il

distacco dello strato di ripristino. Questo fenomeno inoltre è facilmente identificabile se si analizzano gli spostamenti in direzione orizzontale dei modelli (Fig. 9). Nel caso delle colonne di tipo P50, riparate con uno strato di ripristino di 50mm di spessore, la curva numerica non presenta alcuna discontinuità (Fig. 8) né il modello evidenzia fenomeni di distacco (Fig. 9), in accordo con quanto osservato sperimentalmente.

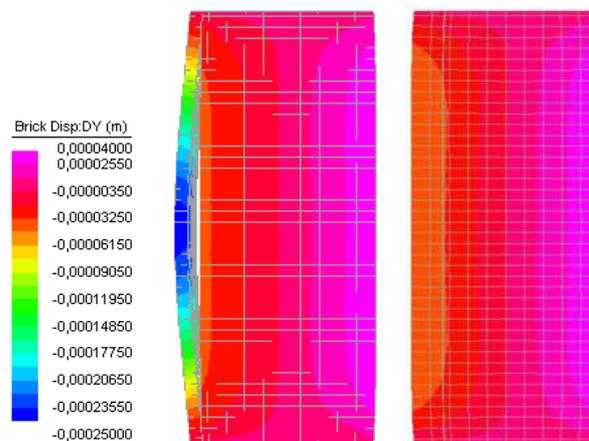


Figura 9 - Spostamenti orizzontali del modello per il campione P15 in corrispondenza del distacco del ripristino (sinistra) e per il campione P50 allo stesso livello di carico verticale (destra)

5. DISCUSSIONE

I risultati sperimentali ottenuti hanno mostrato che il ripristino su un lato solo di colonne caricate assialmente non è in grado, nel caso in questione, di ristabilire completamente la capacità portante di colonne di riferimento non danneggiate e non riparate. I carichi ultimi ottenuti sulle colonne ripristinate sono arrivati in media al 91% di quelli ottenuti sulle colonne di riferimento. Ripristini sottili (15mm), che sostituiscono solo il copriferro, hanno fatto rilevare un distacco prematuro dal substrato di calcestruzzo, in media al 67% del carico ultimo. Dopo questo fenomeno di distacco, i ripristini non sono più efficaci, come dimostrato dall'analisi delle deformazioni, e l'intero carico viene trasferito alla porzione originale, non riparata, della colonna. Quando invece i ripristini includono l'armatura longitudinale (ripristini da 50mm di spessore), il comportamento globale delle colonne risulta migliorato. Il distacco del ripristino dal substrato di calcestruzzo è limitato, ed avviene solo in forma di fessurazioni agli spigoli della colonna, in media al 90% del carico ultimo. Dopo questo distacco parziale, i ripristini continuano a collaborare con il supporto in calcestruzzo, come dimostrato dall'analisi delle deformazioni. La plasticizzazione del calcestruzzo della porzione originaria delle colonne e della la malta dello strato di ripristino, dimostra che entrambe le porzioni delle colonne riparate, in questo caso, contribuiscono alla capacità finale della colonna, anche nella fase di comportamento non lineare che precede il collasso.

I modelli numerici tridimensionali semplificati, che implementano leggi costitutive non lineari per i materiali, hanno riprodotto abbastanza bene non solo il comportamento delle colonne di riferimento, ma anche quello delle colonne riparate. Nel caso di ripristini sottili, i modelli sono stati anche in grado di evidenziare il distacco prematuro dello strato di malta dalla colonna.

6. CONCLUSIONI

In questo lavoro si mostrano i principali risultati di una campagna sperimentale avente l'obiettivo di verificare l'efficienza del ripristino di colonne a sezione quadrata, caricate assialmente, tramite malta cementizia polimerico-

modificata. La malta da ripristino ha proprietà meccaniche simili a quelle del calcestruzzo che costituisce la colonna con una resistenza a trazione leggermente superiore ed è applicata su un'intera faccia della colonna. L'obiettivo è quello di fornire un contributo alla valutazione dell'efficienza di tale tipologia di materiale per il ripristino di colonne in c.a., verificando l'effetto dello spessore del ripristino (che può includere o meno l'armatura) sul quadro fessurativo, la resistenza e la deformabilità dell'elemento strutturale caricato assialmente.

I risultati della sperimentazione mostrano che malte cementizie polimero-modificate, con ritiro compensato e proprietà meccaniche simili a quelle del substrato in calcestruzzo, possono fornire un buon grado di efficienza per il ripristino di colonne in c.a. L'efficienza dell'intervento dipende dalla posizione e dallo spessore dello strato di malta. L'intervento non ripristina completamente la capacità portante delle colonne di riferimento ma fornisce risultati accettabili. In ogni caso ripristini che includono l'armatura longitudinale mostrano un buon comportamento globale, collaborando con il substrato in calcestruzzo e permettendo la plasticizzazione del materiale prima della rottura, mentre strati di ripristino sottili, che non includono l'armatura, evidenziano il distacco prematuro della malta dal calcestruzzo.

Il comportamento strutturale degli elementi ripristinati può essere studiato tramite modelli numerici non lineari semplificati.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori sono grati a Tassullo Materiali S.r.l. che ha fornito i materiali ed i campioni per la campagna sperimentale, e all'Ing. Diego Testolin per il contributo portato alla ricerca nel corso dello svolgimento della sua tesi di laurea. Le prove sperimentali sono state condotte presso il Laboratorio Prove Sperimentali sui Materiali da Costruzione dell'Università degli Studi di Padova.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Pellegrino C., Modena C. (2008b). Flexural strengthening of real-scale RC and PRC beams with end-anchored pre-tensioned FRP laminates. *ACI Structural Journal*, accepted for publication.
- [2] Valluzzi M.R., Grinzato E., Pellegrino, C., Modena C. (2008). IR thermography for interface analysis of FRP laminates externally bonded to RC beams. *Materials and Structures*, 42(1), 25-34.
- [3] Pellegrino C., Modena C. (2002). FRP shear strengthening of RC beams with transverse steel reinforcement. *Journal of Composites for Construction*, 6(2), 104-111.
- [4] Pellegrino C., Modena C. (2006). FRP shear strengthening of RC beams: experimental study and analytical modelling. *ACI Structural Journal*, 103(5), 720-728.
- [5] Pellegrino C., Modena C. (2008a). An experimentally based analytical model for shear capacity of FRP strengthened reinforced concrete beams. *Mechanics of Composite Materials*, 44(3), 231-244.
- [6] Pellegrino C., Tinazzi D., Modena C. (2008). An experimental study on bond behavior between concrete and FRP reinforcement. *Journal of Composites for Construction*, 12(2), 180-189.
- [7] Pellegrino C., Modena C. (2008c). Influence of FRP axial rigidity on FRP-concrete bond behaviour: an analytical study. *Advances in Structural Engineering*, accepted for publication.
- [8] Emberson NK, Mays GC (1990). Significance of

- property mismatch in the patch repair of structural concrete. Part 2: Axially loaded reinforced concrete members. *Magazine of Concrete Research*, 42(152), 161-170.
- [9] Emberson NK, Mays GC (1996). Significance of property mismatch in the patch repair of structural concrete. Part 3: Reinforced concrete members in flexure. *Magazine of Concrete Research*, 48, No. 174, 45-57.
 - [10] Hassan KE, Brooks JJ, Al-Alawi L (2001). Compatibility of repair mortars with concrete in a hot-dry environment. *Cement & Concrete Composites*, 23, 93-101.
 - [11] Rio O, Andrade C, Izquierdo D, Alonso C (2005). Behaviour Of Patch-Repaired Concrete Structural Elements under Increasing Static Loads to Flexural Failure. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 17(2), 168-177.
 - [12] Park SK, Yang DS (2005). Flexural behaviour of reinforced concrete beams with cementitious repair materials. *Materials and Structures* 38: 329-334.
 - [13] Shannag MJ, Al-Ateek SA (2006). Flexural behaviour of strengthened concrete beams with corroding reinforcement. *Construction and Building Materials*, 20, 834-840.
 - [14] Nounu G, Chaudhary Z-UL-H (1999). Reinforced concrete repair in beams. *Construction and Building Materials*, 13, 195-212.
 - [15] Kim JHJ, Lim YM, Won JP, Park HG, Lee KM (2007). Shear capacity and failure behaviour of DFRCC repaired RC beams at tensile region. *Engineering Structures*, 29, 121-131.
 - [16] Jumaat MZ, Kabir MH, Obaydullah M (2006). A Review of the Repair of Reinforced Concrete Beams. *Journal of Applied Science Research*, 2(6), 317-326.
 - [17] Pellegrino C, da Porto F, Modena C (2008). Indagine sperimentale su elementi inflessi in c.a. ripristinati con malta, 17° Congresso CTE, Roma, 6-8 Novembre 2008.
 - [18] Ramirez JL (1996). Ten concrete column repair methods. *Construction and Building Materials*, 10, 195-202.
 - [19] fib (2003). Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings. State of Art Report, Bulletin 24. *Federation International du Beton*, Lausanne (Switzerland).
 - [20] Fukuyama K, Higashibata Y, Miyauchi Y (2000). Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns. *Cement & Concrete Composites*, 22, 81-88.
 - [21] Rahman K, Baluch MH, Al-Gadhib A (1999). Modeling of shrinkage and creep stresses in concrete repair. *ACI Materials Journal*, 96(5), 542-550.
 - [22] Shambira MV, Nounu G (2000). On the effect of time-dependent deformations on the behaviour of patch-repaired reinforced concrete short columns. *Construction and Building Materials*, 14, 425-432.
 - [23] Mangat PS, Flaherty FJ (2000). Influence of elastic modulus on stress redistribution and cracking in repair patches. *Cement and Concrete Research*, 30, 125-136.
 - [24] Sharif A, Rahman MK, Al-Gahtani AS, Hameeduddin M (2006). Behaviour of patch repair of axially loaded reinforced concrete beams. *Cement & Concrete Composites*, 28, 734-741.
 - [25] European Committee for Standardization. (2004). Eurocode 2 – Design of concrete structures. - Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1992-1-1, Brussels, Belgium.
 - [26] G+D Computing (2005), Straus7 user's manual, Sydney.
 - [27] Hognestad, E. (1951). "A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members", Bulletin No. 399, Engineering Experimental Station, University of Illinois, Urbana, IL, USA.

LA RIABILITAZIONE DEL PONTE SOSPESO DI CHIHANI (ALGERIA)

**Cesare Prevedini¹, Tommaso Ciccone², Fabrizio Averardi Ripari³,
Marcello Petrangeli⁴, Marco Petrangeli⁵**

- 1 TENSACCAI Spa, Presidente
2 TENSACCAI Spa, Direttore Generale
3 TENSACCAI Spa, Direttore Tecnico
4 TENSACCAI Spa, Direttore Commerciale Estero
5 INTEGRA srl, Presidente e Direttore Tecnico

SOMMARIO

Questo articolo descrive l'intervento di riabilitazione del ponte sospeso di Chihani in Algeria, realizzato mediante l'impiego innovativo di un sistema di cavi di sospensione, pendini verticali e stralli costituiti da trefolo a sette fili protetto da resina epossidica e rivestimento in vipla in polietilene coestrusa. Tale sistema rappresenta il primo tentativo di un'estensione coerente dell'impiego del trefolo a sette fili ai ponti sospesi.

SUMMARY

This article describes the rehabilitation process carried out over the suspended bridge of Chihani, in Algeria, made with the use of an innovative system of suspension cables, vertical hangers and stays made of seven wires steel strands, protected by epoxy resin and hdpe co-extruded sheathing. This system wants to be a first new approach to a coherent extension for the use of seven wires steel strand over suspended bridges.

1. INTRODUZIONE

Il ponte di Chihani è un piccolo ponte sospeso progettato dall'ingegnere francese F. Arnodin all'inizio del secolo scorso.

Attraversa il fiume Chihani nei pressi dell'omonimo villaggio, vicino ad Annaba, nel nord-ovest dell'Algeria.

Il ponte fu costruito pochi anni prima la realizzazione di altri due simili in Constantine, i ponti Sidi M'Cid e Perregaux.

La struttura utilizza un sistema misto (diffuso fra gli ingegneri francesi in quel periodo e adottato poi in seguito da Dischinger) con cavi di sospensione e stralli.

Il ponte mostrava estesi segni di corrosione nel sistema di sospensione, negli stralli, nelle travi di irrigidimento dell'impalcato e in quelle trasversali.

Il pavimento in legno posato sulle travi trasversali era completamente danneggiato, costringendo i passanti ad attraversare il ponte su due stretti assi in lamiera corrugata.

2. IL SISTEMA DI SOSPENSIONE ESISTENTE

Il ponte di Chihani era sostenuto da due cavi di sospensione, ciascuno realizzato con 6 funi da 75 mm di diametro.

Queste funi giacevano in un piano orizzontale in

corrispondenza della mezzeria dell'impalcato, per poi raggiungere le selle in cima ai piloni e gli ancoraggi negli ammarri.

Ogni fune di sospensione era agganciata individualmente, con barre in acciaio, a piccoli profili a T collegati a pendini verticali, realizzati con funi da 33 mm di diametro.

Gli agganci ("clampe") e i pendini erano distanziati fra loro di soli 1,25 m, ciascuno collegato a travi trasversali ad I che sostenevano l'impalcato.

A 20 metri di distanza dalle torri, l'impalcato era sostenuto da 6 + 6 stralli realizzati con funi da 35 mm di diametro.

Questi 6 stralli erano realizzati con 3 funi, passanti a forma di coppia attraverso specifiche pulegge sulle selle, con la loro forza bilanciata da uno strallo di ammarro realizzato con una fune da 42 mm di diametro.

Gli stralli invece erano ancorati a travi irrigidenti ad I che corrono sotto la parte di impalcato strallata.

La componente di forza orizzontale generata dagli stralli nei due lati dell'impalcato veniva bilanciata da due funi che correvano sotto l'impalcato nella parte sospesa e che si connettevano alle sopra menzionate travi ad I.

Questa configurazione consentiva all'impalcato di muoversi longitudinalmente dal momento che la componente orizzontale della forza negli stralli è auto equilibrata e l'impalcato non spinge contro le spalle (torri).

Le selle originariamente potevano scorrere su rulli; questo meccanismo, sebbene manifestante estesi segni di deterioramento, doveva essere ancora funzionante al tempo della riabilitazione, a giudicare dalle perfette condizioni delle rigide torri in muratura.

Tutti gli elementi del sistema di sospensione mostravano forti segni di degrado. Gli stralli avevano diversi fili rotti; i cavi erano ancora apparentemente integri ma un'ispezione ravvicinata mostrava che la corrosione aveva raggiunto i fili interni, con fenomeni localizzati di pitting.



Figura 1 – Il ponte durante la riabilitazione dell'impalcato

3. L'INTERVENTO DI RIABILITAZIONE

Al fine di intervenire in prima fase sull'impalcato e provvedere a ripristinare il traffico veicolare, interrotto a causa dello stato di degrado della copertura in legno, si è deciso di gettare una soletta in calcestruzzo, sopra una lamiera corrugata in acciaio, fra le due travi di parapetto.

Tale intervento ha consentito inoltre di migliorare il comportamento a flessione ed assiale dell'impalcato, nonostante lo spessore sia stato mantenuto minimo (14 cm) per non appesantire oltremodo la struttura.

Nonostante ciò, il peso complessivo dell'impalcato è sostanzialmente raddoppiato.

Inoltre, al fine di consentire il passaggio del traffico veicolare sul nuovo impalcato, è stato necessario rinforzare le travi trasversali e spostare i marciapiedi per far posto ad una carreggiata ad una via di corsa.

Lo spostamento di questi ultimi ha fatto sì che anche i nuovi pendini verticali e i nuovi cavi di sospensione venissero spostati verso l'esterno, rispetto alla posizione del vecchio sistema.

4. IL NUOVO SISTEMA DI SOSPENSIONE

Per la sostituzione del sistema di sospensione sono state prese in considerazione due possibili opzioni.

La prima prevedeva l'intera sostituzione dei cavi, uno ad uno, mantenendo sui piloni le selle esistenti.

I lavori sarebbero stati però lenti e macchinosi, ostacolati dall'obbligo di dover sostituire al massimo due cavi contemporaneamente, facendoli seguire subito da pendini e stralli ad essi relativi.

Inoltre le selle avrebbero avuto bisogno di un serio e difficile intervento di manutenzione, soprattutto nella zona di appoggio inferiore, con la necessità di doverle sollevare, ovviamente assieme ai cavi e all'intero impalcato.

La seconda opzione prevedeva l'intera sostituzione del sistema di sospensione, con l'impiego di tecnologie e materiali moderni.

Tale scelta è stata adottata anche in virtù della sua maggiore efficienza, durabilità ed economia rispetto alla prima.

La vera sfida si è presentata nelle operazioni necessarie al trasferimento delle forze dal sistema di sospensione esistente a quello nuovo, con i due sistemi funzionanti in parallelo prima della rimozione completa del primo.

Uno degli elementi base del nuovo sistema è rappresentato dalle nuove selle (Fig. 2), realizzate dall'assemblaggio di elementi più piccoli, sagomati e saldati fra loro, secondo la filosofia sviluppata per ponti di grandi dimensioni da William Brown.

Le vecchie selle sono state invece inghisate all'interno di strutture in acciaio ed iniettate in malta di cemento, una volta rimossi i cavi di sospensione e gli stralli.

Le nuove selle sono state posizionate in sommità delle sopra citate scatole in acciaio, poggiando su superfici in teflon che consentono movimenti longitudinali.



Figura 2 – Le nuove selle

I cavi principali di sospensione sono stati realizzati mediante l'impiego di uno speciale trefolo a sette fili, di diametro 15.2 mm, a basso rilassamento, ricoperto con resina epossidica e grani di silice, protetto a sua volta da vipla in polietilene ad alta densità: si tratta del trefolo Flo-Bond sviluppato da Sumitomo.

Ciascun cavo è stato realizzato con 3 funi costituite da 13 trefoli ciascuno.

I pendini verticali, ciascuno realizzato con due trefoli a sette fili a basso rilassamento, galvanizzati e protetti con vipla in polietilene, sono stati collegati ai cavi di sospensione mediante speciali clampe di fissaggio, realizzate in acciaio galvanizzato, in due metà fra loro imbullonate e sagomate per sviluppare la massima aderenza sulle tre funi costituenti ciascun cavo di sospensione.

Al fine di compensare eventuali disassamenti e imperfezioni di posa, ciascuna estremità dei due trefoli di ogni pendino è stata provvista di speciali bussole sferiche e morsetti d'afferraggio capaci di adattarsi alle locali condizioni geometriche (Fig. 3).



Figura 3 – Le nuove clampe, pendini e cavi di sospensione

Il sistema di fissaggio ai cavi di sospensione mediante clampe è stato oggetto di numerosi test, sia di efficienza ultima sia di comportamento sotto tensione costante.

In particolare si è reso indispensabile verificare il comportamento del sistema sotto l'azione della componente di forza parallela al cavo di sospensione, generata dalla non perpendicolarità fra pendino e cavo di sospensione stesso.

In prossimità delle torri, tale componente raggiunge anche il 25% della forza agente nel pendino stesso.

Il sistema ha mostrato un ottimo comportamento, raggiungendo in media resistenze ultime allo scorrimento pari al 50% della forza di serraggio applicata alla clampa stessa, generata con 8 bulloni M12.

Un campione al vero di clampa, simulante l'afferraggio ad una fune di 13 trefoli, pari quindi ad un terzo del cavo reale, è stato in grado di sviluppare, a scorrimento incipiente, un forza limite di oltre 50 kN.

A tale valore lo scivolamento si è manifestato con fenomeni di asportazione superficiale di parte della vipla in polietilene a copertura del trefolo con resina epossidica.

Anche sotto carichi costanti e continuati, pari ai massimi previsti in opera, il sistema ha mostrato un afferraggio senza scorrimenti.

Il collegamento dei pendini all'impalcato è stato realizzato mediante l'impiego di un sistema di barre filettate, per consentire una facile regolazione finale nelle ultime fasi di installazione.

I cavi di sospensione sono stati invece collegati a terra mediante la realizzazione di blocchi d'ammarrò in calcestruzzo contigui agli ancoraggi esistenti ed a questi resi solidali mediante l'impiego di barre aderenti in acciaio.

La testa d'ancoraggio qui posizionata è stata progettata in modo simile a quelle utilizzate per i ponti strallati, con un piattello d'ancoraggio agente su una piastra in acciaio, provvisto di un cappuccio protettivo con iniezione localizzata

di cera petrolifera ed un sistema ammortizzatore inserito in una sede apposita posta al termine del tubo forma d'estremità (Fig. 4).



Figura 4 – Il sistema di messa a terra dei cavi di sospensione

5. L'INSTALLAZIONE

Le attività di installazione sono iniziate con la rimozione delle parti ammalorate di impalcato in legno e la sabbiatura della sottostante struttura in acciaio.

Si è poi proceduto al rinforzo strutturale dell'impalcato mediante la saldatura di nuove piastre in acciaio e l'estensione delle travi trasversali esistenti.

In questa fase circa 2.5 kN/m² di acciaio sono stati applicati all'impalcato assieme ad un'intera applicazione di protezione anticorrosione.

Le selle sono state quindi incapsulate all'interno di strutture in acciaio appositamente studiate per consentire, una volta iniettate in malta di cemento, la piena trasmissione delle forze alle nuove selle.

I nuovi cavi di sospensione sono stati quindi posati da tecnici specializzati TENSACCIAI utilizzando passerelle temporanee insistenti sui vecchi cavi.

In mezz'ora dell'impalcato i nuovi cavi si trovavano a circa 3.5 m di altezza e quindi oltre 3 m sopra i vecchi.

Questa scelta ha permesso, dopo la messa in carico dei cavi, di avere circa 2.2 m di distanza minima del cavo dal piano di calpestio.

Una prima messa in tensione del nuovo sistema è stata effettuata con l'accorciamento dei pendini verticali fino a caricarli di circa il 50% del peso dell'impalcato.

Questa operazione è stata decisamente inusuale dal momento che la tecnologia dei cavi e degli stralli usati è stata studiata per strutture rigide e con carichi elevati.

La messa in tensione è iniziata quindi dai pendini centrali, muovendosi progressivamente verso le torri, applicando un accorciamento di circa 50 cm con una forza di pochi kN.

Si è operato con l'impiego di speciali martinetti monotrefolo TENSACCIAI, opportunamente strumentati per monitorare gli allungamenti e le forze applicate.

Così facendo, i cavi di sospensione hanno progressivamente acquisito carico e rigidità, semplificando le successive fasi costruttive.

Nonostante una non omogenea distribuzione dei carichi sui pendini al termine della prima fase di messa in tensione,

dovuta a fasi separate di intervento e differenti condizioni climatiche, l'impalcato si è dimostrato sufficientemente resistente e flessibile per sopportare tale prima fase di sollecitazioni. (Fig. 5).



Figura 5 – Il nuovo ed il vecchio sistema di sospensione

La fase successiva è consistita nel totale smontaggio del vecchio sistema di sospensione, partendo dal progressivo rilascio dei pendini.

I cavi sono stati poi tagliati e rimossi integralmente scorrendo sulle vecchie selle.

A questo punto è stata realizzata la seconda fase di tesatura dei pendini, effettuata prima di procedere al getto della soletta di calcestruzzo integrativa sull'impalcato.

Poiché il getto in calcestruzzo avrebbe incrementato di oltre il 100% il peso dell'impalcato, la seconda fase di tesatura ha dovuto necessariamente sollevare in modo significativo la struttura al fine di predisporla al successivo abbassamento.

Nel frattempo sono state anche perseguite altre attività, fra le quali la correzione delle disomogeneità di carico sui pendini riscontrate in prima fase e la predisposizione operativa all'effettuazione delle regolazioni finali dei carichi agendo esclusivamente dalle barre presenti alla connessione sull'impalcato.

Così facendo, al termine della seconda fase, gli ancoraggi superiori dei pendini sono stati sigillati, tagliando le sovra lunghezze dei trefoli e completando le iniezioni di grasso protettivo.

Nel frattempo anche gli stralli sono stati sostituiti, rimuovendo i vecchi a coppie di due alla volta.

I nuovi, realizzati con lo stesso tipo di trefolo usato per i cavi di sospensione, sono stati installati in controllo di forza, a differenza dei pendini verticali, gestiti in solo controllo di spostamento.

Con il sistema di sospensione interamente installato, la posa della soletta in calcestruzzo è stata portata a termine. Durante questa fase l'80% dell'incremento complessivo del peso dell'impalcato è stato applicato al ponte: a causa dell'aumento di tensione nei cavi, le selle si sono spostate di circa 10 cm verso la campata centrale, recuperando parzialmente lo spostamento verso le campate laterali verificatosi in fase di posa dei nuovi cavi. Si è poi proceduto alla terza fase di regolazione dei pendini verticali ed alla messa in tensione completa degli stralli. I lavori sono stati

infine completati con la posa del manto bituminoso sulla soletta e del parapetto esterno collegato ai pendini verticali.



Figura 6 – Il ponte completato

6. CONCLUSIONI

La riabilitazione e risanamento di ponti sospesi di piccola e media luce, costruiti tra la fine del 19esimo e l'inizio del 20esimo secolo nel mondo, sta trovando un crescente interesse nella comunità dell'ingegneria strutturale, dal momento che tali opere necessitano di seri interventi di manutenzione. A fronte dell'esperienza maturata nell'intervento in oggetto è possibile trarre alcune considerazioni di carattere generale:

- i cavi di sospensione realizzati mediante funi possono essere sostituiti in modo efficiente ed economico con cavi costituiti da trefoli a sette fili.
La protezione alla corrosione di tali elementi può essere garantita mediante l'impiego di trefoli protetti da resine epossidiche e vipla coestrusa in polietilene ad alta densità che, fra l'altro, agevolano l'efficiente afferraggio delle clampes per la connessione ai pendini.
Inoltre, l'impiego di sistemi di ancoraggio dei trefoli analoghi a quelli utilizzati per ponti strallati consente la piena ispezionabilità degli stessi, sia per quanto riguarda i cavi di sospensione, sia per i pendini, sia per gli stralli;
- le nuove selle sui piloni possono essere realizzate a partire da semplici elementi in carpenteria, opportunamente saldati, anziché ricorrere a complessi elementi monolitici in acciaio fuso;
- la posa dei cavi di sospensione e dei pendini verticali deve avvenire in controllo di spostamento, soprattutto laddove la struttura sia particolarmente flessibile e provvista di un elevato numero di pendini;
- è opportuno che la spaziatura ed il numero dei nuovi pendini sia mantenuto quanto più possibile eguale a quello del sistema originario, così da non modificare sensibilmente il comportamento meccanico della struttura.

RESTAURO E RIFUNZIONALIZZAZIONE DEL NUOVO MERCATO DELLE VETTOVAGLIE (1890 – 1894) IN LIVORNO

**Cesare Piero Rini¹, Pier Luigi Maffei², Maurizio Froli², Maria Luisa Beconcini²,
Paolo Formichi², Stefano Bennati², Riccardo Barsotti², Gerardo Masiello³,
Francesco Gianola⁴, Andrea Nucciarone⁵, Giampaolo Munafò²**

1 Progettista, Direttore Lavori, Responsabile Sicurezza e Procedimento (2001-2008) Comune di Livorno

2 Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Pisa

3 Libero professionista in Pisa

4 Von Karman Institute for Fluid Dynamics - Rhode Saint Genèse – Belgium

5 Impresa Termisol Termica srl - Livorno

SOMMARIO

Si descrive nel seguito la strategia seguita nelle varie fasi dello studio e degli interventi relativi al “Restauro e rifunionalizzazione del Nuovo Mercato delle Vettovaglie” in Livorno, un edificio di valore monumentale realizzato fra il 1890 e il 1894 su progetto di Angiolo Badaloni, ingegnere, architetto e direttore dell’Ufficio d’Arte del Comune di Livorno. Allo studio, che ha comportato un rilievo accurato dell’edificio e il progetto e l’esecuzione di numerose prove sperimentali in situ e in laboratorio, hanno collaborato numerosi docenti e ricercatori dell’Università di Pisa. Gli studi di fattibilità relativi alla ristrutturazione dell’area mercatale hanno interessato anche gli spazi limitrofi alla struttura del Mercato, con ipotesi di inserimento di parcheggi sotterranei e di realizzazione di spazi per le attività di relazione.

SUMMARY

The paper describes the strategy followed throughout the various stages of the analyses and operations carried out within the framework of the project for “Restauro e rifunionalizzazione del Nuovo Mercato delle Vettovaglie” in Livorno (Restoration and refunctionalization of the Livorno New Food Market”). Today an important monument, the market house was built between 1890 and 1894 on the design of engineer, architect and director of the Livorno Township Art Office, Angiolo Badaloni. The study involved precision analyses of the building, including the design and the execution of numerous experimental in situ and laboratory tests, and was carried out through the collaboration of numerous professors and researchers of Pisa University. The feasibility studies on the restructuring of the Market were also extended to include surrounding areas, where the construction of underground parking and public spaces for social activities has been tentatively planned.

1. LA RIFUNZIONALIZZAZIONE DEL MERCATO

1.1 Considerazioni introduttive

Il complesso edilizio “Nuovo Mercato delle Vettovaglie” in Livorno” è un imponente edificio realizzato fra il 1890 e il 1894 su progetto di Angiolo Badaloni ingegnere, architetto e direttore dell’Ufficio d’Arte del Comune di Livorno. Si tratta di un complesso architettonico imponente, di 80x40 m in pianta, alto 35 m, costituito da un corpo massiccio in muratura, con archi, volte e pareti portanti, collegate in sommità a coperture realizzate con capriate metalliche di luci pari a 12 m e a 26 m, a loro volta composte da materiali diversi, quali ghisa, legno. Le attività di verifica hanno posto particolare attenzione alla copertura e alla sua struttura in acciaio, elemento di notevole interesse sia per gli aspetti progettuali che costruttivi.

Nell’ambito di una strategia di collaborazione tra la Pubblica Amministrazione e due Dipartimenti dell’area di Ingegneria dell’Università di Pisa, sono stati attivati progetti di ricerca che hanno consentito una migliore conoscenza dell’edificio e hanno permesso di valutare sue diverse destinazioni d’uso.

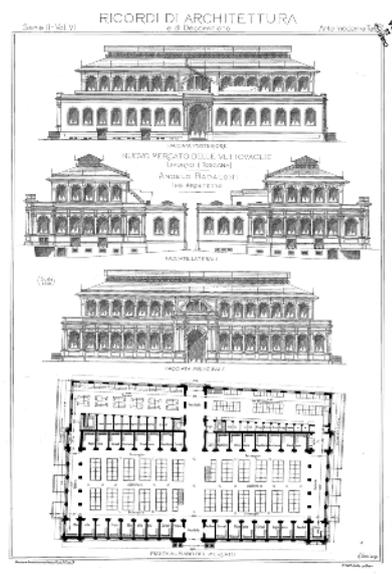


Figura 1 – Disegni storici dell’edificio
(Biblioteca di Storia delle Arti, Università di Pisa)

Le attività di studio e di ricerca, nell'ambito delle quali sono state svolte o sono in corso di svolgimento numerose tesi di laurea, sono state promosse dall'iniziativa dell'ing. Cesare Piero Rini del Comune di Livorno, progettista e direttore dei lavori.

L'Università di Pisa è intervenuta offrendo contributi diversi su ciascuna specifica tematica. In particolare, il Prof. Ing. Pier Luigi Maffei e l'Ing. Giampaolo Munafò del Dipartimento di Ingegneria Civile si sono occupati delle analisi di fattibilità e di un accurato rilievo geometrico dell'edificio; con approfondimenti orientati alla fattibilità della riqualificazione urbanistica e architettonica e all'integrazione del complesso nel contesto cittadino. In questa fase dello studio sono stati preziosi i contributi di alcuni laureandi e neolaureati: Martina Braccini, Federica Fraschi, Benedetta Granelli, Marco Palazzuoli, Giulia Valenti, Jasper Zoon.

Per quanto riguarda l'analisi delle strutture presenti nell'edificio, il Prof. Ing. Maurizio Froli del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, l'Ing. Gerardo Masiello, libero professionista, e l'Ing. Francesco Gianola del Von Karman Institute for Fluid Dynamics, hanno affrontato il problema della determinazione dello stato di conservazione, e dei livelli di sicurezza, delle strutture metalliche che sostengono la copertura principale del salone centrale. L'Ing. Maria Luisa Beconcini e l'Ing. Paolo Formichi si sono occupati delle capriate dei saloni minori; il Prof. Ing. Stefano Bennati e l'Ing. Riccardo Barsotti del Dipartimento di Ingegneria Strutturale hanno invece svolto studi e indagini sperimentali per la caratterizzazione meccanica delle murature che costituiscono l'ossatura portante dell'edificio e per l'analisi del comportamento sismico di quest'ultimo. Le indagini sono state facilitate dal fatto che erano in corso le opere di restauro del Mercato con la presenza all'interno di una complessa struttura di ponteggi, progettati dall'Ing. Andrea Nucciarone.

Gli studi di fattibilità relativi alla ristrutturazione dell'area mercatale hanno consentito la realizzazione di progetti preliminari mettendo a confronto, sulla base di metodologie di carattere generale quali l'Analisi del Valore [1], diverse soluzioni progettuali. In effetti, il restauro del Nuovo Mercato delle Vettovaglie è stato visto come l'inizio di un processo di riuso di complessi spazi architettonici del centro della città valutandone, contestualmente, i riflessi economici, finanziari e gestionali. Le operazioni di restauro hanno poi convissuto con le attività ancora presenti ed attive nel Mercato, grazie alla particolare attenzione con la quale sono state programmate ed eseguite indagini, prove sperimentali ed interventi di restauro.

1.2 Gli studi di fattibilità e l'Analisi del Valore

Lo studio del patrimonio edilizio e l'Analisi del Valore dello stesso hanno evidenziato quanto una struttura così interessante come il Mercato potesse essere riutilizzata non soltanto per aumentare l'utilità del complesso edilizio

ambientale di grande pregio storico ed architettonico, ma anche come elemento di fulcro per ridare vita all'area mercatale circostante caratterizzata dalle funzioni tipiche della città ai fini di rappresentare anche una risorsa economica significativa. Naturalmente l'edificio e le funzioni inserite al suo interno avevano bisogno di una valorizzazione per essere adeguate alle nuove esigenze sociali ed economiche. In questo ambito si sono avviati, in accordo con l'Università di Pisa, una serie di studi e ricerche scientifiche che sono state occasione di sviluppo di numerose tesi di laurea. In queste tesi sono stati affrontati argomenti vari che, partendo da uno studio della ristrutturazione dei locali interni del Mercato e delle funzioni in esso contenute [2], ha dato l'incipit a un percorso che si è esteso anche ai percorsi di connessione con l'esterno e con l'area mercatale circostante. Lo studio si è concluso andando ad aggiungere alle funzioni primarie principali (necessarie e richieste) funzioni primarie complementari previste per aumentare l'utilità anche attraverso apporti economico-gestionali includendo nel programma/progetto attività commerciali limitrofe e un sistema di parcheggi.

Lo studio interno del Mercato ha evidenziato la necessità di potenziare e rafforzare i collegamenti, andando a creare un importante raccordo verticale fra i vari piani. Questo elemento connette i vari piani in cui sono previste nuove funzioni ed attività fino ad arrivare al lucernario di copertura che diviene contenitore di nuove possibili spazi di relazione, quali il bar, la caffetteria e il belvedere sulla città [3].



Figura 2 - Ipotesi di studio delle strutture di collegamento verticale

La ricerca di un maggior valore delle funzioni del piano interrato e del collegamento con il fosso Reale ha condotto all'ipotesi di interessare la vicina piazza Buontalenti con un piano seminterrato destinato ad accogliere le attività commerciali attualmente presenti al piano strada, liberando in superficie spazi di vita e rafforzando la connessione dell'area esterna con l'interno del Mercato [4].

La connessione tra il Mercato e il suo contesto, non potendo prescindere dall'assetto urbanistico della zona, ha consentito di individuare tre aree di interesse sia per gli aspetti

urbani e sociali che per i collegamenti viari. In questo studio si va quindi a ipotizzare la fattibilità di una serie di parcheggi sotterranei che permettano la fruizione delle aree, senza essere invasivi, garantendo allo stesso tempo il raggiungimento delle aree centrali con l'auto, mezzo indispensabile nell'accezione comune dell'odierno modo di vivere la città di Livorno [5].

Le problematiche di carattere strutturale e geotecnico hanno assunto in questo ambito un'importanza rilevante, andando a intervenire con strutture sotterranee a profondità anche significative in terreni con presenza di acqua e soprattutto in vicinanza di strutture esistenti e talvolta anche di non recente realizzazione [6].

E' inoltre in via di completamento infine una Tesi di Laurea rivolta allo studio dell'interazione tra la struttura e le fondazioni del Mercato e il terreno, per la quale è stato necessario ipotizzare mediante l'ausilio e l'interpretazione del Libretto delle Misure di cantiere ottocentesco la pianta dei muri di fondazione.

1.3 L'edificio del Mercato

Gli studi sul complesso edilizio hanno riguardato aspetti architettonici e di fattibilità strutturale che hanno interessato i locali dei vari piani attualmente inutilizzati e le adeguatezze strutturali degli elementi portanti nonché la capacità del complesso stesso di accogliere nuove strutture.

Sono stati attivate anche campagne di rilievo geometrico, saggi e prelievi di campioni dei diversi materiali costitutivi al fine di determinare le caratteristiche fisico-meccaniche con la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Pisa. Questo ha portato a una restituzione aggiornata delle strutture e del complesso edilizio che, partendo dal materiale storico e da quello più recente costituito da documenti di varia natura non sempre tra di loro coordinati, ha portato ad un'integrazione organica rivista e corretta attraverso i nuovi rilievi e le nuove misurazioni.

2. LE CAPRIATE METALLICHE DEI SALONI DI VENDITA DEL PESCE E DELLE GABBRIGIANE

Uno dei primi ambiti di studio è stata la zona dei saloni minori, il Salone del Pesce e il Salone delle Gabbrigiane, che sono abbastanza simili, sia per dimensioni che per caratteristiche. Si possono così riassumere le caratteristiche dei locali; il salone ha pianta rettangolare, di dimensioni circa 11 x 41 m, strutture verticali in muratura e copertura sostenuta da otto capriate in ferro, di luce circa 11,30 m, poste ad interasse di circa 5,30 m. La struttura della copertura si presentava alquanto leggera ed in certi punti ammalorata a causa della corrosione, cosicché, in occasione del restauro, ci si è posti il problema di stabilirne il livello di sicurezza nei confronti delle azioni di progetto. A questo fine, è stato necessario condurre studi accurati mirati a "conoscere" la struttura, sia sotto l'aspetto geometrico, dei materiali e della

risposta ai carichi, in modo da poter costruire un modello il più possibile fedele al reale ed in grado di prevedere con sufficiente affidabilità il comportamento della struttura ed il livello di sicurezza per le azioni di progetto.

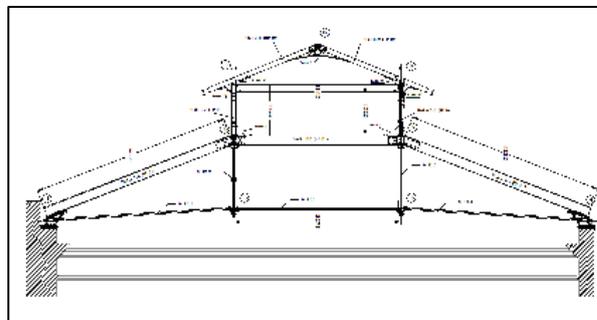


Figura 3 - Le strutture di copertura dei saloni minori

Contestualmente, sono state condotte prove di caratterizzazione meccanica su alcuni campioni ricavati dagli elementi metallici costituenti una delle capriate principali: mediamente la tensione di snervamento è risultata pari a circa 300 N/mm² e la tensione di rottura a 400 N/mm²; l'allungamento a rottura è risultato adeguato.

Lo studio sperimentale del comportamento meccanico delle capriate sotto i carichi verticali è stato svolto conducendo tre prove di carico, nel corso delle quali sono stati applicati carichi verticali per gradini, alternativamente in posizioni diverse di una delle capriate principali: nel nodo di sommità, nei due nodi del corrente superiore ed in mezzeria della catena inferiore. Dai risultati delle prove, si è potuto accertare il comportamento sostanzialmente lineare della struttura sotto carichi verticali prossimi a quelli di esercizio e se ne è evidenziato l'andamento delle deformazioni, utile al fine della messa a punto di un modello di calcolo il più possibile aderente al comportamento reale delle capriate sotto i carichi di esercizio.



Figura 4 - Nodo centrale delle strutture di copertura dei saloni minori

Nel modello, che si è ipotizzato a comportamento lineare sia con riguardo alla geometria che all'impegno tensionale del materiale, sono state introdotte, come elementi di base, la geometria e le caratteristiche elastiche dei profili costituenti le aste, che risultavano note con sufficiente affidabilità dai rilievi e dalle prove di caratterizzazione.

Non altrettanto note risultavano le caratteristiche di vincolo, sia interno fra le aste, sia esterno, agli appoggi sulle murature perimetrali, e di interazione fra i diversi elementi costituenti l'intera copertura. Le caratteristiche di vincolo sono state quindi determinate attraverso un procedimento di identificazione strutturale basato sul confronto dei valori di calcolo e di quelli sperimentali delle deformazioni sotto i carichi realizzati durante due prove di carico.

Sul modello identificato è stata effettuata la stima dell'impegno tensionale delle membrature nella configurazione attuale, per effetto dei carichi di esercizio previsti dalla normativa, ad esclusione delle azioni sismiche e da vento. L'analisi strutturale (SAP2000) ha fornito i valori di tensione ideale massimi, per ciascun gruppo di aste costituite dallo stesso tipo di profilo, che sono stati messi a confronto con le tensioni di snervamento ricavate dalle prove di qualificazione dei materiali. Dai confronti effettuati, è emerso che il valore minimo del rapporto fra tensione di snervamento e tensione ideale massima è pari a 1,7.

In prima approssimazione, i valori di tensione ideale utilizzati per le verifiche erano stati ricavati con riferimento alle sezioni nominali dei profili; successivamente, utilizzando i dati dei rilievi effettuati sullo stato di corrosione dei profili, è stato possibile stimare il grado di sicurezza reale per ogni singolo profilo.

3. LA STRUTTURA RETICOLARE: DUE ARCHI A TRE CERNIERE SOVRAPPOSTI NEL SALONE CENTRALE

La copertura metallica del salone centrale del Mercato Coperto delle Vettovaglie di Livorno è stata sottoposta a cicli di prove di carico statiche e prove dinamiche con forzante di tipo impulsivo indotta da una massa battente in caduta libera da diverse altezze. Attraverso le prove statiche sono state ricavate direttamente informazioni sul comportamento deformativi della struttura attraverso le quali è stata eseguita una prima calibrazione del modello FEM (Straus 7).

Successivamente è stato eseguito un controllo delle capacità predittive del modello calibrato confrontando i risultati teorici del comportamento dinamico con quelli ottenuti sperimentalmente.

Il processo di identificazione dinamica è stato condotto con il *Peak Picking Method* (Ewins, 2000) [7], caratterizzato dalla estrazione dei picchi che individuano le frequenze naturali dei modi propri di vibrare della struttura mediante diretta osservazione degli spettri in frequenza sperimentali.

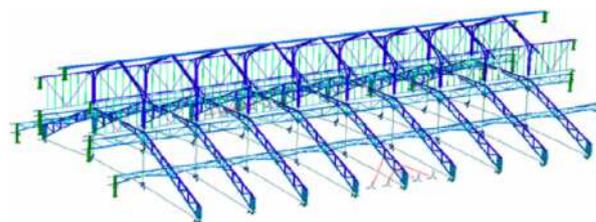


Figura 5 - Area modellata sul FEM spaziale, salone centrale

A queste strutture di testata convergono due ordini di correnti longitudinali reticolari che garantiscono la stabilità globale unitamente ai controventi di falda, disposti nel doppio tavolato di copertura.

L'analisi svolta ha consentito di convalidare l'utilizzo del modello di calcolo aggiornato, tarato sulla base dei dati sperimentali delle prove di carico statiche. È stato ottenuto un realistico strumento di analisi dello stato di sollecitazione, grado di sicurezza per le verifiche del piano degli archi sovrapposti. Per ognuno degli elementi strutturali (T, L, piatti e giunzioni chiodate) in rapporto alle condizioni di carico previste dal D.M. 16/01/1996, sono state eseguite le opportune verifiche di tensione e stabilità.

Il metodo utilizzato per l'individuazione delle frequenze naturali della struttura (metodo dei picchi) è stato adottato per la relativa semplicità di applicazione; l'estrazione dei parametri modali è limitata all'osservazione diretta degli spettri di frequenza sperimentale ricavati.

4. VALUTAZIONE DEI CARICHI NEVE E VENTO

Con il contratto 2007-40 (EAR0645) del luglio 2007 attivato con il von Karman Institute for Fluid Dynamics di Rhode Saint Genese [8] [9] sono stati analizzati i risultati sperimentali ottenuti dalle prove in galleria del vento di un modello ridotto in scala 1:120 della sede del mercato e dell'area circolare circostante di diametro 300 m posizionato su una tavola rotante della galleria del vento L1-B di diametro pari a 2,6 m (Figure 6, 7)

Le dimensioni fisiche della riproduzione in scala dell'area di interesse sottoposta a prova sono rapportate alle dimensioni della scala reale e della camera di prova della galleria di prova L1-B. Ciò al fine di assicurare che gli effetti locali del vento venissero realisticamente riprodotti.

Il programma di prove sperimentali nel laboratorio belga si è reso opportuno e necessario a seguito dei contratti di esecuzione del rilievo di dettaglio delle strutture attivati con il Dipartimento di Ingegneria Civile e a seguito delle prove di carico in situ già descritti.

Le relative modellazioni condotte con l'analisi inversa sulle strutture dei saloni minori (travature a doppio T e travature reticolari composte con elementi a T, L, piatti) già esposte, sono il punto di partenza per valutare gli scenari di

carico critici realisticamente descrivibili e riproducibili per la successiva rappresentazione con modelli sulla scorta del complesso di prove eseguito. E' stato quindi valutato l'effetto del carico di vento prima e a seguire poi l'azione dei carichi di neve/vento sul modello strumentato con sonde di pressione.

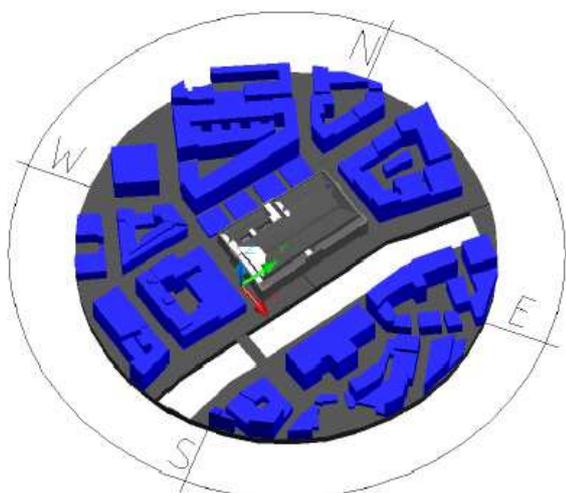


Figura 6 - Area modellata sulla tavola rotante del L1-B

Le rose dei venti delle massime velocità (10 minuti) per giorno all'avvisatore marittimo e i dati rilevati nell'intervallo 2004-2006 con venti NE-SO (libeccio e scirocco) sono: la massima velocità mediata su 10 min (21,04 m/s da OSO) e massima velocità di raffica (31,74 m/s da SO).

Il confronto con l'atlante europeo del vento, e i dati rilevati a Pisa sono stati i valori di partenza per la sperimentazione sul modello che si è completata testando peraltro 12 direzioni dello stesso in galleria del vento. La tecnica Sand Erosion per l'analisi delle zone di accumulo e erosione della simulazione del manto nevoso ha consentito la definizione degli scenari di carico individuando le zone di accumulo/erosione al variare della velocità/direzione dei venti. Assunto il limite di attrito sabbia/neve pari a 0,23 m/s i rilievi con due fotocamere hanno consentito di individuare le aree interessate da rischio di accumulo per neve rassodata o umida simulata.

Il modello in scala del Mercato strumentato con 325 sonde di pressione previa simulazione numerica ha consentito la valutazione delle pressioni medie consentendo poi l'approccio quasi statico per la definizione dei carichi di progetto desunti dai campi di pressione media. In sintesi le verifiche sperimentali hanno individuato le forze di aspirazione sulla copertura prevalenti per venti da sud e valutando l'effetto tunnel dovuto al fosso Reale. I quattro scenari di carico in accordo con i test effettuati hanno validato l'ipotesi di progetto e il consolidamento della parte terminale degli appoggi delle capriate principali.

L'aggiunta in quota di due terrazze panoramiche a 35 m in acciaio e vetro studiata nel L1-B ha messo in luce l'effetto positivo di tale ipotesi di progetto oggetto di tesi riducendo i

carichi da vento agenti sulla struttura esistente.



Figura 7 - Modello del Mercato in galleria del vento

5. INTERVENTO DI RINFORZO DEL COMPLESSO DEGLI ARCHI A TRE CERNIERE

L'intervento di rinforzo progettato è costituito da due coppie di ganci di spessore pari a 10 mm disposti a distanza di 60 mm, che abbracciano la sezione del corrente inferiore costituita da una coppia di profili angolari a lati uguali 80x80x9 mm. I ganci, ricavati da lamiera di acciaio tipo Fe510 per taglio Laser, sono saldati a due piatti verticali di dimensioni 160mm x 55 mm e spessore 8 mm il cui estradosso è a contatto con l'intradosso dei profili angolari: il contatto tra questi ed i ganci avviene mediante il serraggio controllato di tre bulloni M12 disposti ad un interasse costante di 60 mm collocati al livello baricentrico dei due piatti verticali.

Sull'estradosso orizzontale dei ganci sono saldati due piatti orizzontali 63 x 130 x 5 mm a contatto con l'intradosso delle ali orizzontali degli angolari che realizzano l'accoppiamento tra i profili e l'elemento di rinforzo consentendone il corretto posizionamento (Figura 8).

L'analisi dello stato tensionale dei ganci è stata svolta valutando preliminarmente la aliquota di carico che a questi compete all'atto della tesatura dei bulloni.

Il calcolo non tiene dunque conto della deformabilità dell'angolare stesso che è risultata essere trascurabile rispetto agli altri elementi del sistema. I modelli numerici utilizzati per il calcolo sono stati definiti ed analizzati mediante il codice di calcolo agli elementi finiti.

La correttezza dei risultati ottenuti mediante l'analisi numerica con il metodo FEM è stata valutata attraverso il confronto con i risultati teorici proposti dal Timoshenko per l'analisi tensionale delle travi ad asse curvilineo soggette a flessione. La distribuzione delle tensioni non è lineare come nel caso della flessione delle travi ad asse rettilineo ma segue una legge iperbolica con valori massimi delle tensioni di trazione per le fibre longitudinali poste dalla parte del lembo concavo della trave: le due incognite si ricavano imponendo le

due condizioni di equilibrio statico alla traslazione ed alla rotazione.

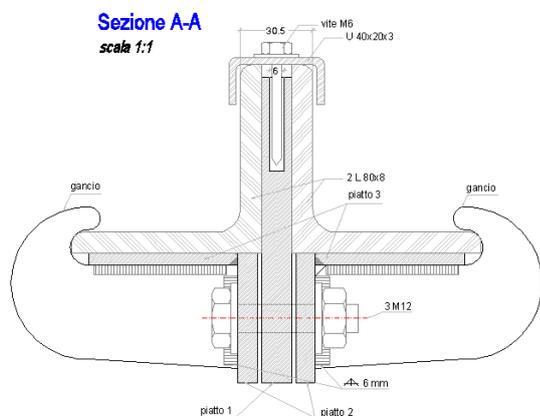


Figura 8 – Particolare strutture rinforzo locale capriata

Una ulteriore analisi di tipo non lineare a deformazione imposta è stata svolta allo scopo di valutare il massimo spostamento orizzontale ammissibile per i nodi di estremità del gancio a contatto con il piatto verticale. Il montaggio in opera e l'aggiustaggio del complesso degli elementi costitutivi l'apparecchio di rinforzo ha confermato la correttezza della previsione progettuale mirata all'ottenimento del massimo di efficienza statica del rinforzo e al minimo dei tempi di montaggio riducendo i rischi di errore da parte degli operatori.

6. LA CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLE MURATURE E L'ANALISI SISMICA DELL'EDIFICIO

Le indagini e gli studi rivolti alla caratterizzazione meccanica delle murature del Nuovo Mercato delle Vetrovoglie e all'analisi della risposta sismica dell'edificio hanno condotto alla progettazione e all'esecuzione di prove in situ e di laboratorio. Il programma delle indagini sperimentali ha comportato indagini endoscopiche e carotaggi, prove meccaniche in situ con martinetti piatti singoli e doppi, prove di laboratorio su campioni prelevati dalle murature (prove meccaniche, di compressione e di flessione, e chimico-fisiche su elementi lapidei e su malte da costruzione).

Le tecniche di indagine scelte, così come il numero delle prove eseguite, pur condizionate dai vincoli di bilancio, dalla necessità di danneggiare il meno possibile le murature e da quella di evitare, per quanto possibile, disturbi alle attività commerciali che quotidianamente si svolgono nell'edificio, si ritiene possano consentire di definire, almeno nei suoi aspetti essenziali, il quadro delle caratteristiche meccaniche delle murature di cui è composto l'edificio.

Per quanto riguarda la loro tipologia, le murature, pressoché identiche in tutte le parti dell'edificio, sono di aspetto irregolare, essendo costituite da pietrame misto

(essenzialmente calcarenite e altre pietre arenarie) non squadrato e da elementi di laterizio, legati fra loro da malta (figura 9). Sono presenti, anche se non ovunque, ricorsi regolari di mattoni. Una ricognizione visiva delle condizioni attuali delle murature ha consentito di escludere la presenza di qualsiasi lesione significativa.



Figura 9 - Due porzioni tipiche di muratura

Il carattere fortemente eterogeneo della muratura è confermato anche dall'esame delle carote estratte dalle pareti e delle prospezioni con sonda televisiva eseguite all'interno dei fori realizzati nel corso dei carotaggi ai diversi piani. Vale la pena di sottolineare l'ottima qualità della malta, che conferisce alla muratura caratteristiche di coesione per certi versi simili a quelle di un conglomerato.

Le indagini meccaniche in situ sono consistite in sei prove con martinetto piatto singolo per la misura dello stato di sollecitazione locale e in sei prove con martinetti piatti doppi per la determinazione o la stima delle caratteristiche meccaniche principali, ovvero i moduli elastici e la resistenza a compressione.

Come noto, la prova con martinetto piatto consente di stimare, con una certa precisione, lo stato di sollecitazione

locale presente nella muratura, misurando la variazione del campo di deformazione locale provocata da un taglio di limitate dimensioni eseguito nel paramento. La prova con due martinetti piatti paralleli (figura 10) consente, invece, di valutare le caratteristiche di deformabilità e di resistenza della muratura [10].



Figura 10 - Una delle prove eseguite con martinetti piatti doppi

Una prima analisi dei risultati ottenuti, in particolare per quanto concerne il modulo elastico e l'estensione del tratto lineare della risposta meccanica, evidenzia una certa dispersione dei valori, che va certamente ricondotta al carattere fortemente eterogeneo delle murature. L'interpretazione dei risultati delle prove e la valutazione della capacità portante delle murature nei riguardi di carichi verticali e orizzontali sono ancora in corso. Tuttavia, le indagini eseguite e i valori medi stimati della resistenza a compressione e del modulo elastico indicano che siamo in presenza di una muratura integra e dotata di buone, se non ottime, caratteristiche meccaniche.

E' ancora in corso l'analisi della risposta sismica dell'edificio, per la quale si farà ricorso all'impiego di modelli strutturali semplici e di metodi semplificati, calibrati sulla base dei risultati sperimentali ottenuti, i quali consentano di cogliere gli aspetti principali della risposta meccanica dell'edificio. Analisi sismica dell'edificio e caratterizzazione meccanica delle murature sono anche oggetto di alcune tesi di laurea, attualmente in corso di svolgimento.

7. L'INTERVENTO DI RESTAURO E I PONTEGGI DI SERVIZIO

L'intervento di restauro dell'edificio ha comportato una spesa complessiva di 8 milioni di euro, distribuita lungo l'arco temporale che va dall'anno 2001 all'anno 2008.

L'articolazione dei lavori, concordata tra il Comune di Livorno e le associazioni del commercio, è stata organizzata in modo tale da garantire ai 180 esercizi commerciali la piena possibilità di svolgimento delle loro attività di vendita. In questo senso, uno degli elementi principali su cui, sin dalle fasi iniziali della progettazione, si è concentrata l'attenzione è stato il complesso dei ponteggi di servizio necessari per consentire alle ditte appaltatrici delle diverse categorie di lavori lo svolgimento della propria opera. Volendo minimizzare quello che sarebbe stato l'impatto dei lavori di restauro sul regolare andamento delle attività del mercato, si è ritenuto particolarmente importante pianificare accuratamente la forma e la sequenza di montaggio dei ponteggi da installare nelle diverse sale del mercato (complessivamente, circa 120 t di tubolari e profili d'acciaio). Per essere liberi di decidere le fasi di montaggio e di smontaggio dei ponteggi nel modo più flessibile, è stato inoltre deciso l'acquisto delle strutture provvisorie, e la loro successiva rivendita a restauro completato, in luogo del loro noleggio.

SALONE MAGGIORE (sezioni):

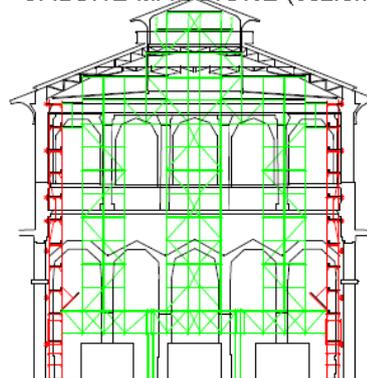


Figura 11 - Sezione trasversale

La forma scelta per i ponteggi ha consentito alle maestranze impegnate nel restauro di operare in condizioni di sicurezza, anche attraverso l'installazione di un ascensore di cantiere, riducendo al contempo al minimo l'area occupata a livello del piano di vendita, limitandola ad alcune porzioni comprese nei corridoi che separano le diverse file di banchi di vendita e consentendo così il passaggio degli utenti del mercato. In particolare, per quanto riguarda il salone maggiore, si è scelto di realizzare una struttura reticolare spaziale formata da tubolari metallici da ponteggio (figure 11 e 12), impostata a partire da sei metri di altezza dal pavimento del salone e sostenuta da pilastri realizzati collegando tra loro elementi in carpenteria metallica ed elementi tubolari mediante giunti opportunamente concepiti (figura 13). Al piede dei pilastri sono stati posti degli elementi in acciaio, realizzati utilizzando profili HEA200, aventi la funzione di ripartire i carichi, e degli appoggi in neoprene.

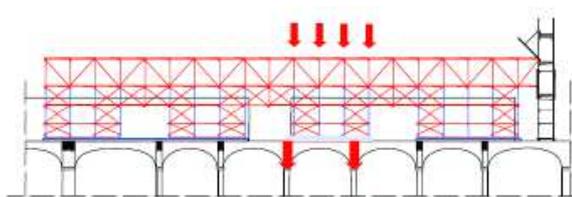


Figura 12 – Sezione longitudinale

La posizione dei pilastri è stata scelta in modo tale da scaricare il peso dei ponteggi direttamente sui muri portanti posti al piano seminterrato sottostante, evitando, per quanto possibile, interferenze significative con le volte in muratura di mattoni che costituiscono la struttura portante del solaio del piano terra.

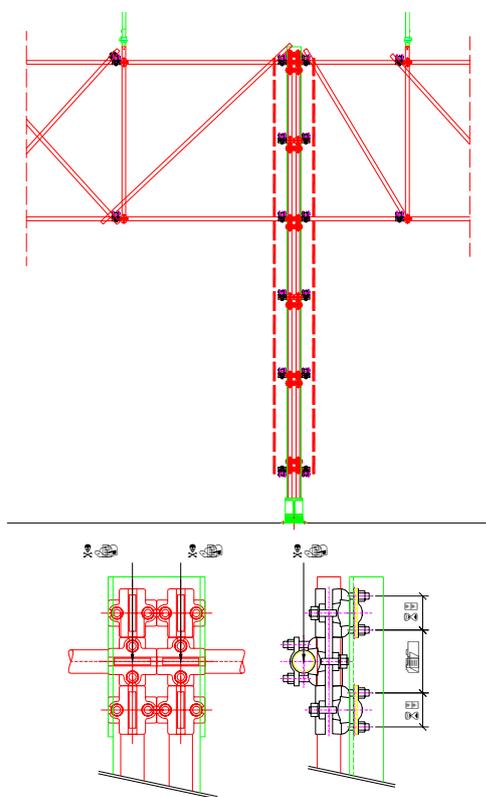


Figura 13 – Colonna formata da elementi tubolari da ponteggio e profilati: schema d'insieme e particolari dei collegamenti

L'analisi della struttura è stata condotta utilizzando il software commerciale agli elementi finiti Straus7©. Come richiesto dalla buona prassi progettuale, specialmente nei casi in cui, come in questo, si ha a che fare con strutture provvisorie, è stata esaminata non solo la situazione corrispondente alle condizioni in cui si trova la struttura una volta ultimata, ma anche le principali fasi intermedie di montaggio e di smontaggio, nelle quali le strutture possono essere soggette a sollecitazioni d'intensità anche sensibilmente superiore a quelle che si producono al termine del montaggio.

BIBLIOGRAFIA

- [1] MAFFEI P.L., "Il concetto di Valore nell'architettura tecnica", *Il Sole 24ore ed.*, Milano, Marzo 2001
- [2] GRANELLI B., *Elaborati preliminari del progetto di recupero del Mercato Centrale di Livorno*, Tesi di Laurea in Ingegneria Edile, Università di Pisa, a.a. 2003-2004
- [3] FRASCHI F., *Progetto di collegamenti verticali e orizzontali all'interni del Mercato delle Vettovaglie di Livorno*, Tesi di Laurea in Ingegneria Edile, Università di Pisa, a.a. 2005-2006
- [4] VALENTI G., *Progetto di spazi per attività commerciali nell'area del Nuovo Mercato delle Vettovaglie di Livorno*, Tesi di Laurea in Ingegneria Edile, Università di Pisa, a.a. 2005-2006
- [5] BRACCINI M., *Progetto di un complesso commerciale con parcheggio nell'Area Mercatale Naturale di Livorno*, Tesi di Laurea in Ingegneria Edile, Università di Pisa, a.a. 2006-2007
- [6] PALAZZUOLI M., *Infrastrutture per il commercio nell'area del Mercato Centrale di Livorno: valutazione AV e fattibilità geotecnica per la realizzazione di un parcheggio sotterraneo*, Tesi di Laurea in Ingegneria Edile, Università di Pisa, a.a. 2004-2005
- [7] EWINS, D.J., *Model testing: theory and practice*, John Wiley & Son, New York, 2000
- [8] GIANOLA F., *Identificazione strutturale e analisi delle risorse di sicurezza meccanica di una copertura metallica ottocentesca di grande luce*, Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, ind. Strutture, Università di Pisa, a.a. 2004-2005
- [9] SANZ J., GIANOLA F., VAN BEECK J., *Assessment of wind and snow loading at the Central Market of Livorno.*, Contract report, von Karman Institute for Fluid Dynamics, Chaussée de Waterloo 72, B-1640 Rhode Saint Genèse - Belgium, July 2007 (EAR0645 – Livorno)
- [10] ROSSI P.P. (1985), Flat jack test for the analysis of mechanical behaviour of brick masonry structures, *Proc. 7th Int. Brick Masonry Conf.*, Melbourne, Australia, February.

CALCESTRUZZI SOSTENIBILI CON AGGREGATI DI RICICLO QUALIFICATI: IL CASO DI PUNTA PEROTTI

Franco Sandrolini¹, Pier Paolo Diotallevi², Antonio Beniamino Costantino³

1 Professore Ordinario di Tecnologia dei Materiali e Chimica Applicata, Facoltà di Ingegneria di Bologna

2 Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni, Facoltà di Ingegneria di Bologna

3 Dottore di Ricerca in Ingegneria dei Materiali, Facoltà di Ingegneria di Bologna

SOMMARIO

Sono stati studiati calcestruzzi confezionati con aggregati sia naturali, sia provenienti dalle macerie della demolizione dell'incompiuto complesso di Punta Perotti (Bari, 2006), avvenuta undici anni dopo la sua costruzione e situato in prossimità della battigia, con l'obiettivo di qualificare tali aggregati come avviene per gli aggregati naturali, in relazione alla resistenza meccanica ottenibile. La qualificazione degli aggregati di riciclo ne consente l'impiego in quantità anche superiori a quelle stabilite dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008) per calcestruzzi strutturali. L'impiego di aggregati riciclati rappresenta quindi una valida alternativa a quello degli aggregati tradizionali, contribuendo così alla tutela e salvaguardia del paesaggio e dell'ambiente.

SUMMARY

Concretes manufactured with both natural and demolition aggregates coming from Punta Perotti Building (Bari, 2006), demolished eleven years after its construction and placed near the shoreline, was been investigated. The scope was to study the compressive strengths of the recycled concretes obtained: the results showed that the recycled aggregates may replace the natural aggregates in amount higher than those of the Italian Standards (D.M. 14.01.2008), on condition that they are adequately characterized. The use of recycled aggregates is therefore a valid alternative to the natural aggregates, contributing moreover to the protection and safeguard of landscape and environment.

1. PREMESSA

In Italia nel 2005 sono stati prodotti circa 45,85 Mt di rifiuti da costruzione e demolizione [1] destinati a discarica, un dato potenzialmente in crescita vista l'anzianità del patrimonio edilizio italiano, mentre la produzione di calcestruzzo nel 2007 è stata stimata in 123 milioni di metri cubi [2], di cui il 61% circa di preconfezionato, con un impiego di aggregati provenienti dall'estrazione in cave che può essere ragionevolmente calcolato in circa 215 Mt. Pertanto i rifiuti da costruzione e demolizione rappresentano, con riferimento ai dati sopra indicati, circa il 21.3 % degli aggregati naturali impiegati annualmente per la produzione di calcestruzzo.

La possibilità di recuperare anche solo parte dei rifiuti da costruzione e demolizione come aggregati per nuovo calcestruzzo può rappresentare una valida alternativa allo smaltimento in discarica e un aiuto alla conservazione del paesaggio.

Gli aggregati di riciclo provengono dal trattamento delle macerie di demolizione in appositi impianti [3] in cui è possibile separare preventivamente i materiali metallici, il legno e la plastica. Essi possono risultare pertanto molto variabili sia per composizione sia per le caratteristiche dei singoli componenti (quali il calcestruzzo – di cui non si conosce normalmente la resistenza meccanica -, il laterizio, le piastrelle, il

vetro ed altri). Questi ultimi sono ben riconoscibili solo nelle frazioni grosse, per cui è possibile stimarne la quantità, mentre per le frazioni più fini ciò non è possibile: queste variabili di composizione della miscela sono difficilmente controllabili e possono pregiudicare le prestazioni di un calcestruzzo che li contenga in quantità non trascurabili, come accade nella maggior parte dei casi. Solo attraverso una demolizione mirata a far emergere la componente della struttura in c.c.a. si può disporre, mediante cernita, prima della demolizione, di un demolito di buone prestazioni.

In questa ipotesi la presenza dei materiali meno idonei come aggregato (laterizio, piastrelle, intonaci) per il confezionamento di un calcestruzzo per impieghi strutturali e non separabili negli attuali impianti di trattamento, può essere limitata al minimo.

La demolizione con esplosivo del complesso edilizio di Punta Perotti (Bari, Italia), avvenuta nel 2006, ha costituito in tal senso una irripetibile occasione di studio (Fig. 1), in quanto lo stato di incompletezza della costruzione, priva di ogni tamponatura e degli impianti tecnologici, ha favorito la produzione di un possibile aggregato di riciclo costituito essenzialmente da calcestruzzo, semplificando così il problema della sua caratterizzazione. Peraltro, anche gli aggregati naturali hanno caratteristiche variabili a seconda delle zone di escava-

zione, la cui scelta soggiace ai vincoli imposti alla conservazione dell'ambiente naturale, e vanno quindi sottoposti ad una caratterizzazione completa prima del loro utilizzo in nuovi calcestruzzi, di cui il produttore deve garantire la resistenza meccanica caratteristica a compressione e , comunque, tutte le sue prestazioni.

Pertanto in analogia a ciò che viene fatto nelle cave di aggregati naturali, per la caratterizzazione meccanica delle rocce, in un precedente lavoro [4] è stato valutato lo stato di conservazione del calcestruzzo della struttura demolita di cui trattasi, di tipo a telaio in conglomerato cementizio armato, in opera per undici anni ed esposta ad ambiente severo per la prossimità della costruzione al mare.

La caratterizzazione del calcestruzzo attraverso estese verifiche in sito ha fornito, in assenza dei disegni di progetto e dei certificati originari di prova, importanti informazioni per la qualificazione degli aggregati di demolizione, utilizzabili per la caratterizzazione del calcestruzzo ottenuto da essi. Si è così potuto valutare, a partire da carote prelevate dalla struttura prima del suo abbattimento, la resistenza caratteristica R_{ck} (secondo il metodo Tipo A della normativa), risultata pari a $39,4 \text{ N/mm}^2$, perciò di buona qualità meccanica e quindi potenzialmente adatto per nuovo calcestruzzo strutturale, dopo la sua frantumazione per ottenerne aggregati di riciclo di adeguata distribuzione granulometrica. È stato così possibile correlare più affidabilmente le caratteristiche del nuovo calcestruzzo contenente aggregati di riciclo alle sue reali caratteristiche, senza ricorrere a metodi standardizzati di determinazione, del tipo riportato, ad esempio, nelle norme inglesi [5].

Scopo del presente lavoro è la valutazione degli effetti della sostituzione, anche in percentuale ponderale superiore ai limiti previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni [6], di aggregati naturali con aggregati di riciclo qualificato nella produzione di calcestruzzo strutturale.

2. DEMOLIZIONE E TRATTAMENTO DEL DEMOLITO

La tecnica di demolizione utilizzata (General Smontaggi S.p.A., San Pietro Mosezzo, Novara) consiste nel disarticolare la struttura in modo controllato attraverso inviti di rottura in un numero designato di pilastri e posizionando microcariche esplosive all'interno di assegnati elementi strutturali e fatte poi esplodere in sequenza temporale, in modo da portare la struttura a collasso completo in maniera controllata.

Il demolito ha subito successivamente due diversi livelli di frantumazione, primaria e secondaria, orientati non solo a raggiungere un'adeguata granulometria del calcestruzzo demolito, ma anche a trasformare il demolito in materia prima secondaria attraverso la separazione dei materiali recuperabili (prevalentemente acciaio) o da conferire a discarica (polistirolo di alleggerimento, legno e poco altro).

Dato lo stato di incompletezza della costruzione, il materiale da conferire a discarica è stato molto limitato. La frantumazione primaria è stata eseguita, dopo l'abbattimento della struttura, con escavatori a pinza meccanica e con martelli pneumatici, che hanno consentito la separazione del calcestruzzo dall'acciaio, poi accatastato in grossi grovigli pronti per essere mandati a recupero (Fig. 2a).



a)



b)

Figura 1 - La struttura prima della demolizione (a) e materiale risultante (b)



a)



b)

Figura 2 - Allontanamento del ferro (a) e frantumazione secondaria (b)

La frantumazione secondaria è stata effettuata mediante un impianto semovente, dotato di frantoio a mascelle, regolato su un'apertura massima di 9 cm per fornire in uscita materiale granulato relativamente omogeneo. La figura 2 (b) mostra il materiale sottoposto a frantumazione secondo gli scopi del presente lavoro. Il demolito risultava perciò per la maggior parte costituito da calcestruzzo strutturale, sono stati prelevati e trasportati presso la sede del DICASM (Dipartimento di Chimica Applicata e Scienza dei Materiale, Bologna) circa tre metri cubi di materiale, di cui solo una piccola parte è stata utilizzata in questo primo lavoro.

Una successiva raffinazione granulometrica è stata effettuata con due frantoi di laboratorio del tipo a mascelle regolati con apertura massima di 29 mm e 10 mm rispettivamente, allo scopo di ottenere un granulato conforme al granulato naturale (cave Pederzoli, Bologna) impiegato per la preparazione delle miscele di riferimento allo stato di fresco. Il frantumato è stato infine classificato mediante un setacciatore meccanico, tale da ottenere tre frazioni granulometriche di aggregato di riciclo (R), sabbia (dimensioni 0-5,6 mm), pietrischetto (4-12,5 mm) e ghiaia (8-25 mm), confrontabili con quelle dell'aggregato naturale (N) utilizzato per confezionare il calcestruzzo di riferimento.

Gli aggregati di riciclo, così come gli aggregati naturali, sono stati caratterizzati mediante la determinazione dell'assorbimento d'acqua (AA), della massa volumica (ρ_{SSA} , UNI EN 1097-6 [7]) e della distribuzione granulometrica (UNI EN 933-1 [8]).

Tabella 1 - Proprietà fisiche degli aggregati naturali (N) e di riciclo (R)

Frazione (mm)		ρ_{SSA} (t/m ³)	AA (%)
0-5,6	N	2,63	2,91
	R	2,32	15,18
4-12,5	N	2,63	1,08
	R	2,38	7,16
8-25	N	2,62	0,99
	R	2,33	8,21

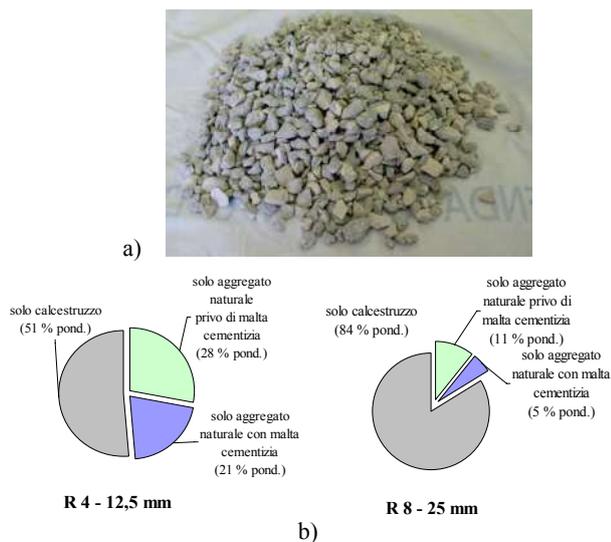


Figura 3 - R 4-12,5 mm (a), composizione media delle frazioni R 4-12,5 mm e R 8-25 mm (b)

Gli aggregati di riciclo differiscono da quelli naturali principalmente per la massa volumica in stato saturo a superficie asciutta (SSA) e l'assorbimento d'acqua (tabella 1). Ad una prima analisi visiva il materiale così frantumato consisteva di tre distinte frazioni: calcestruzzo, aggregato naturale distaccatosi dalla matrice cementizia e aggregato naturale con malta cementizia ad esso aderente e variamente distribuita. Attraverso una separazione manuale sono state determinate le percentuali in peso dalle due frazioni maggiori, R 4-12,5 ed R 8-25 (Fig. 3a). Per il pietrischetto di riciclo R 4-12,5 la percentuale di grani costituiti dal solo calcestruzzo è minore rispetto al pietrisco di riciclo R 8-25, il che corrisponde al minore assorbimento d'acqua ricavato e una maggiore massa volumica SSA rispetto alla frazione R 8-25 mm (Fig. 3b).

3. I CALCESTRUZZI STUDIATI

Il calcestruzzo con aggregati riciclati è stato ottenuto sostituendo, totalmente o parzialmente, le frazioni granulometriche naturali con le corrispondenti riciclate.

Sono state preparate quattro miscele (tabella 2), con rapporto a/c pari a 0,5, stessa quantità di cemento tipo CEM II/A-L 42,5R (EN197-1 [9], Italcementi) e additivo superfluidificante (Dynamon SP1, Mapei):

1. miscela di riferimento (RIF) con solo aggregato naturale e modalità di produzione tipo A;
2. miscela (R100A) con solo aggregato di riciclo e modalità di produzione tipo A;
3. miscela (R100B) con solo aggregato di riciclo e modalità di produzione tipo B;
4. miscela (R51B) con il 51% di aggregato di riciclo, (frazione grossa, 4-25 mm), e stessa metodologia di impasto della miscela R100 B.

La modalità di produzione tipo A è rappresentata dalla miscelazione a secco dei soli aggregati (5'), dall'aggiunta del cemento (1'), dall'aggiunta dell'acqua (1', formazione della pasta), dall'aggiunta dell'additivo (5'); quella di tipo B, si differenzia per la preliminare pre-saturazione degli aggregati con il solo quantitativo d'acqua necessario a portarli in condizione SSA e determinato al momento dell'esecuzione della prova (15').

Il diametro massimo dell'aggregato è stato fissato pari a $D_{max}=25$ mm, è stata assunta come curva granulometrica di riferimento quella di Bolomey, si è adottato infine per la formulazione delle miscele di calcestruzzo il metodo di progettazione dei volumi assoluti.

La figura 4 mostra gli scostamenti delle distribuzioni granulometriche di ciascuna miscela rispetto alla curva teorica: il confronto tra la distribuzione degli aggregati di ciascuna miscela evidenzia la compatibilità geometrica degli aggregati utilizzati per le diverse miscele.

I quantitativi di aggregato si riferiscono naturalmente alla condizione SSA (difficilmente corrispondente alla reale condizione di umidità - U_{aggr} - degli aggregati al momento dell'impasto), perciò sono state apportate le adeguate correzioni (ΔH_2O) al quantitativo d'acqua definito dal rapporto a/c ed è stato così possibile definire il quantitativo reale in peso di ciascuna frazione di aggregato da utilizzare in ciascuna miscela.

Le miscele RIF ed R100A sono state confezionate secondo il processo di produzione tipo A, metodologia che ha evidenziato due limiti durante la preparazione della miscela con ag-

gregati di riciclo: un'abbondante produzione di polveri (Fig. 7) ed un eccesso di acqua nell'impasto rispetto a quella impiegata per la miscela RIF. L'acqua, quella definita dal rapporto a/c prescelto insieme a quella necessaria a portare gli aggregati in condizione SSA, è stata introdotta in betoniera tutta in una volta: tuttavia, questo modo di operare impedisce, nel breve periodo, un corretto assorbimento d'acqua da parte degli aggregati di riciclo, con conseguente eccesso di acqua nella miscela e relativa alterazione del rapporto a/c di progetto. La pasta cementizia in formazione ostruisce la porosità aperta degli aggregati di riciclo (Fig. 5), assai maggiore rispetto a quella degli aggregati naturali, tanto da ostacolarne l'assorbimento totale nell'immediato. Il problema risiede nel tempo (Δt), molto difficile da stimare, necessario agli aggregati di riciclo per portarsi, durante la miscelazione in betoniera, dall'umidità al momento dell'impasto (U_{aggr}) alla condizione di progetto SSA (U_{ssa}): in questa fase è presente nella miscela un quantitativo d'acqua diverso da quello definito dal rapporto a/c nominale (Fig. 6).

Tabella 2 - Composizione delle miscele riferite a 1 m³ di calcestruzzo

Miscele di calcestruzzo (1 m ³)				
Aggregati (A) in condizione SSA				
Componenti [Kg]	RIF	R100A	R100B	R51B
Cem II/A-L 42.5R	350,00	350,00	350,00	350,00
Acqua teorica	175,00	175,00	175,00	175,00
a/c	0,50	0,50	0,50	0,50
c/A	0,19	0,22	0,22	0,20
N 0-5.6	892,98	-	-	842,85
N 4-12.5	400,93	-	-	-
N 8-25	528,50	-	-	-
R 0-5.6	-	791,51	791,51	-
R 4-12.5	-	355,37	355,37	378,42
R 8-25	-	468,45	468,45	498,83
Aggregati	1.822,41	1.615,33	1.615,33	1.720,10
Superfluidificante	4,17	4,17	4,17	4,17
Miscela	2.351,58	2.144,50	2.144,50	2.249,27
% Riciclato	0%	100%	100%	51%

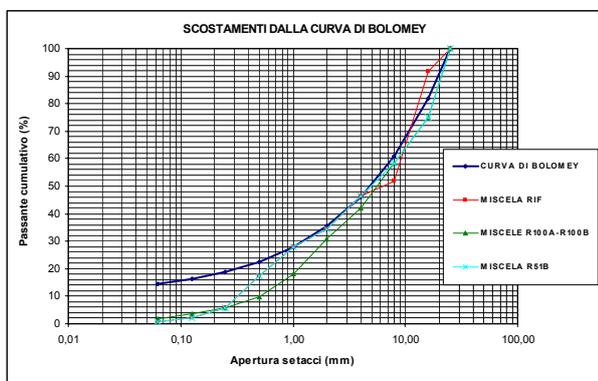


Figura 4 - Scostamenti delle distribuzioni granulometriche di ciascuna miscela dalla curva teorica



Figura 5 - Effetto "tamponamento"

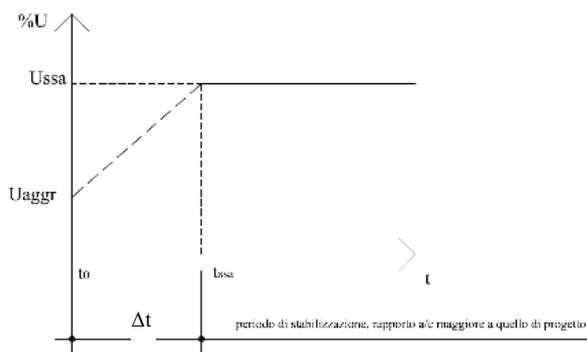


Figura 6 – Transitorio di variazione dell'umidità dell'aggregato a partire dall'introduzione dell'acqua totale (schema)

Gli aggregati naturali normalmente impiegati per confezionare calcestruzzi strutturali raggiungono la condizione SSA in tempi brevi, in quanto, avendo normalmente una porosità aperta molto minore rispetto a quella degli aggregati di riciclo, sono caratterizzati da assorbimenti SSA dell'ordine, in genere, di pochi punti percentuali.

La miscela R100B è stata confezionata invece, per confronto, con pre-saturazione (15 minuti sulla base di prove preliminari) degli aggregati con il solo quantitativo d'acqua necessario a portarli in condizione SSA, allo scopo di permettere agli aggregati di assorbire quanta più acqua possibile per avvicinarsi alla condizione SSA, evitando così sia la possibile alterazione del rapporto a/c di progettazione, sia l'eccessiva migrazione di acqua dalla pasta di cemento verso l'aggregato con inevitabile formazione di porosità riscontrata al SEM (Scanning Electron Microscopy).

Al termine dei 15 minuti di pre-bagnatura alcuni aggregati grossi non risultavano ancora saturi, il che evidenziava la difficoltà degli aggregati di riciclo a raggiungere la condizione SSA durante la preparazione del calcestruzzo. Le ragioni sono da ricercare essenzialmente nell'eterogeneità che caratterizza l'aggregato di riciclo, costituito da più fasi con caratteristiche fisiche molto diverse, a differenza di quanto avviene per gli aggregati naturali generalmente assai più omogenei. La pre-bagnatura permette anche un utile abbattimento delle polveri (Fig. 7).

Analizzando ancora gli aggregati grossi di riciclo si è potuto osservare che questi erano spesso ricoperti uniformemente da aggregati più fini di riciclo (Fig. 8), con un effetto "cortina", che può ostacolare il contatto tra aggregato artificiale e pasta di cemento.

La miscela R51B è stata confezionata mediante la stessa



Figura 7 - Miscelazione a secco degli aggregati, effetto della prebagnatura



Figura 8 - Effetto "cortina" a sinistra aggregato grosso miscela R100 B a destra aggregato grosso miscela R51 B [10]

metodologia di impasto messa a punto per la miscela R100B, con la pre-bagnatura degli aggregati. Rispetto alla miscela R100B la R51B è risultata meno fluida a parità del rapporto a/c e dei quantitativi di superfluidificante: questo appare dovuto al maggiore quantitativo d'acqua introdotto complessivamente nella miscela R100B e ai maggiori tempi di assorbimento d'acqua da parte degli aggregati (i 15 minuti di pre-bagnatura non sono stati sufficienti, nel caso della miscela R100B, per la completa saturazione degli aggregati di riciclo utilizzati). Peraltro sugli aggregati grossi non è stato riscontrato l'effetto cortina osservato nella miscela R100B (Fig. 8), a causa evidentemente della diversa natura dell'aggregato fine.

Il ridotto assorbimento d'acqua della sabbia naturale rispetto alla corrispettiva frazione di riciclato fa sì che la correzione d'acqua (ΔH_2O) sia limitata rispetto a quella richiesta dalla miscela R100B: ciò limita il contenuto d'acqua della miscela e riduce il rischio che questa non venga assorbita completamente dagli aggregati rimanendo sottoforma di acqua libera nell'impasto.

4. RISULTATI SPERIMENTALI

Il confronto tra le miscele studiate è stato effettuato sulla base delle proprietà del calcestruzzo fresco (densità - lavorabilità) e indurito (resistenza a compressione).

4.1 Massa volumica

La densità delle miscele studiate è sempre risultata sostanzialmente identica a quelle progettuali riportate in tabella 2. Rispetto alla miscela RIF le miscele confezionate con aggregato di riciclo presentano una densità (γ_{cls}) inferiore per la minore densità dell'aggregato di riciclo rispetto a quello naturale.

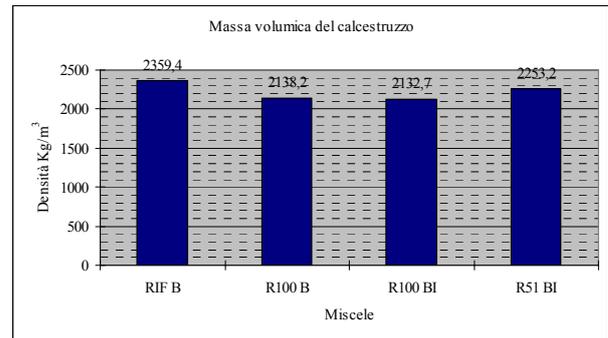


Figura 9 - Confronto tra le densità

La densità delle miscele (Fig. 9) diminuisce all'aumentare della percentuale di aggregato di riciclo: le minori densità corrispondono infatti alle miscele R100A e R100B.

La miscela R51B, confezionata con il 49% di sabbia naturale e il 51% di aggregati grossi di riciclo, è quella che presenta la densità più prossima a quella contenente soli aggregati naturali (per la maggiore densità della sabbia naturale rispetto alla stessa frazione di riciclo).

4.2 Lavorabilità

La lavorabilità delle miscele è stata valutata mediante la prova di abbassamento al cono di Abrams (UNI EN 12350-2 [11]). Grazie all'aggiunta dell'additivo superfluidificante e dell'acqua di aggiunta nessuna delle miscele confezionate ha presentato problemi di scarsa lavorabilità, le miscele confezionate con il 100% di aggregato di riciclo hanno presentato un abbassamento addirittura maggiore rispetto alle miscele RIF ed R51B (Fig. 10), in quanto al momento della preparazione è stata aggiunta, rispetto alle altre miscele, una notevole quantità di acqua per saturare gli aggregati di riciclo. Ciò è in accordo con alcuni dati di letteratura [12] che attribuiscono questo risultato alla significativa correzione d'acqua (ΔH_2O) apportata al quantitativo definito dal rapporto a/c (necessaria a portare gli aggregati di riciclo in condizione SSA) e senza la quale gli aggregati avrebbero sottratto acqua alla miscela per raggiungere tale condizione, compromettendo così sia la lavorabilità sia il rapporto a/c di progetto. Il minore abbassamento della miscela R100B rispetto alla miscela R100A può essere imputato alla fase di pre-saturazione, che ha consentito un migliore assorbimento del quantitativo d'acqua, necessario a

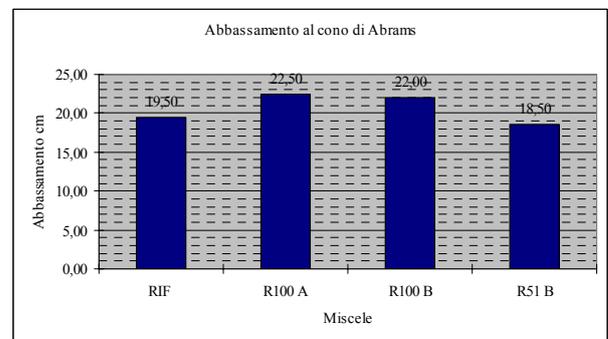


Figura 10 - Valori di abbassamento al cono

portare gli aggregati in condizione SSA, da parte degli aggregati di riciclo e ha ridotto il quantitativo di acqua libera rimasta nell'impasto in quanto non assorbita dagli stessi.

4.3 Resistenza a compressione

Le prove di resistenza a compressione (UNI EN 12390-3 [13]) sono state effettuate per ciascuna miscela su 6 cubetti di calcestruzzo, 15*15*15 cm, a due diverse stagionature (7 e 28 giorni). I valori di resistenza più bassi, a sette giorni di stagionatura, corrispondono alle miscele confezionate con solo aggregato di riciclo (Fig. 11) per le quali si attestano diminuzioni del 24,4÷29%, rispetto alla miscela RIF.

Inoltre, la minore resistenza della miscela R100A rispetto alla R100B, conferma che la pre-saturazione degli aggregati ha un'influenza concreta e rilevabile sulla resistenza meccanica. Come è stato detto in precedenza, l'assorbimento d'acqua degli aggregati di riciclo appare favorito della fase di pre-saturazione e riduce la possibilità che il quantitativo d'acqua, introdotto nella miscela e necessario a portare gli aggregati in condizione SSA, non rimanga sottoforma di acqua libera nell'impasto, con aumento del rapporto a/c e conseguente perdita di resistenza. La miscela R51B presenta una resistenza a compressione addirittura superiore a quella della miscela RIF.

I valori di resistenza a compressione a 28 giorni confermano che le minori resistenze si hanno per le miscele R100A e R100B (Fig. 12). In particolare la resistenza minore è presentata dalla miscela R100A, il che dimostra definitivamente che la cosiddetta pre-saturazione degli aggregati di riciclo, ha un effetto positivo sulla resistenza meccanica finale.

In tabella 3 sono confrontati i risultati ottenuti con le disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni [6]. A fronte della completa sostituzione dell'aggregato naturale con quello di riciclo (miscele R100A e R100B) si sono ottenuti valori di resistenza cubica media a compressione superiori a 25 N/mm², mentre nel caso della sostituzione della sola frazione grossa (miscela R51B) si è ottenuto un valore medio di resistenza cubica superiore a 37 N/mm², del tutto paragonabile a quello del calcestruzzo con soli aggregati naturali. Come si evince dalla tabella i valori di resistenza ottenuti dalle miscele confezionate nella campagna sperimentale del presente lavoro superano decisamente quelli definiti dalla norma. Dai valori medi di resistenza a compressione si può trarre un importante risultato: utilizzando il 51% di aggregato di riciclo si ottiene una resistenza cubica a 28 giorni che supera i 40 N/mm². Ciò significa che la percentuale del 30% di aggregato di riciclo attualmente imposta dalle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni per la preparazione di calcestruzzi di classe C 30/37 può essere superata a parità di resistenza meccanica, consentendo così un recupero ottimale del demolito, con un corrispondente incremento della sostenibilità del processo costruttivo. Pertanto, attraverso un processo di qualificazione degli aggregati e l'adozione degli accorgimenti necessari a limitare i problemi associati all'assorbimento d'acqua, è possibile ottenere calcestruzzi di buona resistenza meccanica anche con percentuali di aggregato di riciclo superiori a quelle attualmente dettate dalla norma. Il processo di qualificazione è dunque fondamentale per la progettazione e la preparazione di calcestruzzi con aggregati di riciclo.

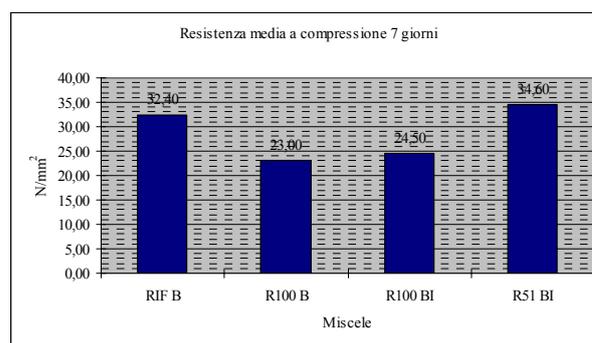


Figura 11 - Valori medi di resistenza a compressione a 7 giorni

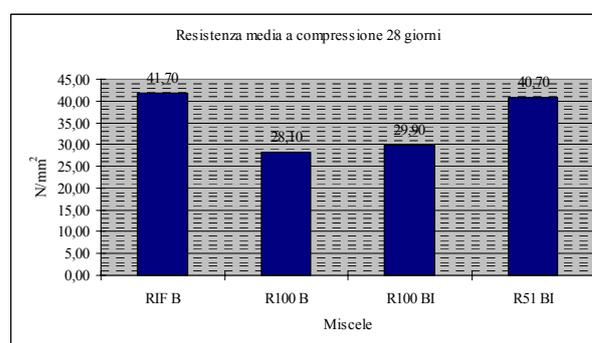


Figura 12 - Valori medi di resistenza a compressione a 28 giorni

Tabella 3 - Norme Tecniche per le Costruzioni e risultati della campagna sperimentale

Origine del riciclato	D.M. 14.01.2008		Risultati	
	Sostituzione	Classe cls preconfezionato	Sostituzione	R _m (N/mm ²)
Demolizione di solo calcestruzzo e c.a.	≤ 30%	≤ C30/37	51% (frazione grossa)	40,7 (R51B)
	fino al 60%	≤ C20/25	100%	28,1 (R100A)
				29,9 (R100B)

5. SOSTENIBILITA' DEL PROCESSO EDILIZIO

Con la demolizione del complesso edilizio di Punta Perotti è stata stimata una produzione di circa 30.200 m³ di macerie [14], prevalentemente costituite da laterizio e calcestruzzo. Il volume di calcestruzzo è stato stimato in circa 15.000 m³: se le macerie, a seguito di specifico trattamento, venissero trasformate in aggregati di riciclo idonei per il confezionamento di nuovo calcestruzzo strutturale, si disporrebbe di un enorme risorsa.

Normalmente gli aggregati occupano nel calcestruzzo circa il 70% del volume, pertanto con 15.000 m³ di aggregati di riciclo sarebbe possibile confezionare circa 21.500 m³ di nuovo calcestruzzo.

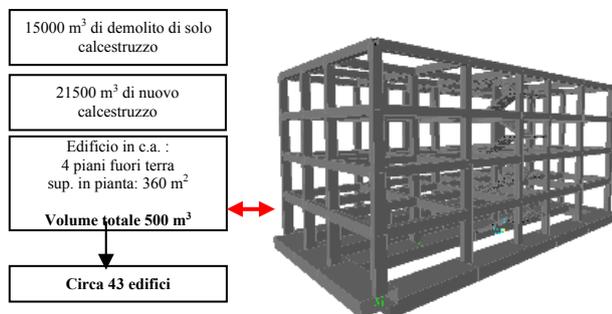


Figura 13 - Struttura a telaio in c.c.a. campione [15]

Per avere un ordine di grandezza della quantità di calcestruzzo così prodotta è stato effettuato un computo metrico del calcestruzzo necessario per la realizzazione di un edificio in cemento armato, di tipologia e dimensioni comuni sull'intero territorio nazionale, progettato in accordo alla nuova normativa sismica nazionale, emanata con Ordinanza della Presidenza del Consiglio 3274 [15]. In particolare, si tratta di una struttura a telaio in cemento armato (Fig. 13), pensata in zona sismica di prima categoria e su suolo di tipo B, progettata in classe di duttilità alta con fondazioni rappresentate da travi rovesce e n. 4 impalcati (di superficie in pianta pari a circa 360 m²) collegati verticalmente attraverso una scala centrale. Il volume di calcestruzzo necessario per tale opera è di circa 500 m³, pertanto il volume di calcestruzzo ottenibile utilizzando gli aggregati di riciclo del solo calcestruzzo delle strutture di Punta Perotti, consentirebbe di realizzare almeno 42 edifici di questo genere, con conseguenti vantaggi, sia ambientali, sia economici.

6. CONCLUSIONI

Già per gli aggregati naturali, sicuramente più omogenei di quelli riciclati, è necessaria una completa caratterizzazione se si vuole produrre calcestruzzo omogeneo e prestazionale: per gli aggregati di riciclo, dato il forte carattere di eterogeneità delle macerie da demolizione da cui provengono, questo vale evidentemente a maggior ragione. Perciò, nel caso studiato, è stato caratterizzato il calcestruzzo prima dell'abbattimento attraverso estese prove in sito, e solo successivamente, in analogia a quanto avviene per gli aggregati naturali, è stata eseguita la usuale caratterizzazione degli aggregati provenienti dal trattamento delle macerie.

È emerso che le proprietà fisico-chimiche degli aggregati di riciclo, benché inferiori rispetto a quelle degli aggregati naturali, ne consentono l'uso alternativo per il confezionamento di calcestruzzo strutturale: infatti, nel caso degli aggregati di cui trattasi, si riscontrano rispetto agli aggregati naturali, forniti da una cava bolognese, una minore massa volumica allo stato saturo a superficie asciutta e un maggiore assorbimento d'acqua per la presenza della malta cementizia aderente agli aggregati di origine. Le operazioni di frantumazione e setacciatura necessarie per ottenere un granulato di

riciclo confrontabile per distribuzione granulometrica a quello naturale, restituiscono un aggregato non omogeneo per composizione costituito da una miscela di aggregato di solo calcestruzzo e di aggregato naturale con e senza malta cementizia ad esso aderente, in percentuali ponderali che variano a secondo della frazione granulometrica.

La lavorabilità del calcestruzzo fresco delle miscele confezionate con aggregato di riciclo non viene compromessa, nel caso venga utilizzato un additivo fluidificante nelle stesse quantità usate per il calcestruzzo con aggregati naturali e vengano apportate le adeguate correzioni al quantitativo d'acqua della miscela richieste dalla presenza dell'aggregato di riciclo. Attraverso una fase preliminare di pre-bagnatura, durante la quale i soli aggregati, di riciclo e non, sono stati miscelati con la sola correzione d'acqua, permette il sicuro raggiungimento della condizione SSA, oltre a consentire un apprezzabile abbattimento delle polveri. La pre-bagnatura degli aggregati comporta inoltre un miglioramento, sia pur blando, della resistenza a compressione del calcestruzzo confezionato con solo aggregato di riciclo. La sostituzione totale degli aggregati naturali comporta un abbattimento della resistenza a compressione di circa il 30%, mentre sostituendo le sole frazioni grosse naturali si registra la stessa resistenza meccanica della miscela con solo aggregato naturale, confermando il contributo negativo della frazione fine di riciclo, avente un maggiore assorbimento d'acqua rispetto alle corrispondenti frazioni naturali.

I risultati hanno dimostrato la possibilità di sostituire l'aggregato naturale con quello di riciclo in percentuali perfino maggiori di quelle attualmente imposte dalle Norme Tecniche per le Costruzioni. Pertanto i primi risultati del presente lavoro indicano che l'impiego di aggregati riciclati preliminarmente qualificati, sebbene con le dovute attenzioni, può consentire la produzione di calcestruzzo strutturale sostenibile.

Bologna, dicembre 2008

Gli autori ritengono doveroso ringraziare il Comune di Bari e la General Smontaggi S.p.A. che hanno gentilmente autorizzato la presenza in cantiere.

BIBLIOGRAFIA

- [1] APAT, Agenzia per la Protezione dell'Ambiente e i Servizi Tecnici, Rapporto Rifiuti 2007, Vol. 5, 351.
- [2] CRESME, Centro Ricerche Economiche Sociali di Mercato per l'Edilizia e il Territorio, 4° rapporto maggio 2008.
- [3] Diotallevi, P.P., Sandrolini, F., Costantino, A.B., "Calcestruzzo strutturale con aggregati naturali e riciclati: indagini teoriche e sperimentali per la sostenibilità", Giornate AICAP 2004 "Migliorare le costruzioni di calcestruzzo strutturale: l'esistente e il nuovo", 23° Convegno Nazionale, Verona 26-29 maggio.
- [4] Sandrolini, F., Diotallevi, P.P., Costantino, A.B., "Calcestruzzo strutturale in ambiente severo: il caso del complesso di Punta Perotti", Giornata di studio "Controllo e monitoraggio di edifici in c.a.: il caso studio di Punta Perotti", Bari 20 giugno 2007.
- [5] BS 812: Part 3 "Testing aggregates. Methods for determination of mechanical properties. British Standard Institution, 1975"; BS 812-110:1990 "Testing aggregates.

Methods for determination of aggregate crushing value (ACV)”; BS EN 1097-2:1998 “Tests for mechanical and physical properties of aggregates. Methods for the determination of resistance to fragmentation”.

- [6] D.M. 14.01.2008, “Norme Tecniche per le Costruzioni”, Supplemento Ordinario della G.U. nr. 29 del 04.02.2008.
- [7] UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (2002). “Prove per determinare le proprietà meccaniche e fisiche degli aggregati - Determinazione della massa volumica dei granuli e dell'assorbimento d'acqua.” UNI EN 1097-6, Milano, Italia.
- [8] UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (1999). “Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati - Determinazione della distribuzione granulometrica - Analisi granulometrica per stacciatura” UNI EN 933-1, Milano, Italia.
- [9] UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (2007). “Cemento - Parte 1: Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni.” UNI EN 197-1, Milano, Italia.
- [10] A.B. Costantino, Tesi di Dottorato, Unibo, relatori Sandrolini, F., Diotallevi, P.P. “Controllo e

qualificazione di aggregati di demolizione per nuovi calcestruzzi sostenibili: il caso dell'ecomostro di Punta Perotti”, 2008.

- [11] UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (2001). “Prova sul calcestruzzo fresco - Prova di abbassamento al cono.” UNI EN 12350-2, Milano, Italia.
- [12] Poon, C. S., Shui, Z.H., Lam, L., Fok, H., Kou, S.C., 2003, “Influence of moisture state of natural and recycled aggregates on the slump and compressive strength of concrete”, Cement and Concrete research
- [13] UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (2003). “Prova sul calcestruzzo indurito - Resistenza alla compressione dei provini.” UNI EN 12390-6, Milano, Italia.
- [14] Catellani, B., Tesi di Laurea, Unibo, relatori Sandrolini, F., Diotallevi, P.P., Costantino, A.B. “Nuovi calcestruzzi strutturali da aggregati in calcestruzzo di riciclo: il riscatto di un ecomostro, a.a. 2005/2006.
- [15] E. Cosenza, G. Magliulo, G. Maddaloni, “L’analisi statica non lineare (push-over) delle strutture in cemento armato secondo la nuova normativa sismica italiana”, XV Congresso C.T.E., Bari, 4-6 novembre 2004.

ADERENZA ACCIAIO/CALCESTRUZZI CON AGGREGATI DI RICICLO

Franco Sandrolini¹, Pier Paolo Diotallevi², Antonio Beniamino Costantino³

1 Professore Ordinario di Tecnologia dei Materiali e Chimica Applicata, Facoltà di Ingegneria di Bologna

2 Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni, Facoltà di Ingegneria di Bologna

3 Dottore di Ricerca in Ingegneria dei Materiali, Facoltà di Ingegneria di Bologna

SOMMARIO

È stata studiata l'aderenza acciaio/calcestruzzo in calcestruzzi confezionati con aggregati sia provenienti dal trattamento di macerie *tout venant* sia dalla frantumazione di traversine ferroviarie monoblocco in calcestruzzo armato precompresso e i risultati sono stati confrontati con quelli di un calcestruzzo di normale produzione (R_{ck} di 30 N/mm²). Il presente lavoro evidenzia che l'aderenza acciaio/calcestruzzo, pur risentendo della natura dell'aggregato di riciclo, è adeguata per un uso strutturale corrente del materiale e addirittura migliora quando si sostituisce l'aggregato naturale con quello proveniente dalle traversine ferroviarie. Gli aggregati da macerie *tout venant*, se da una parte comportano un peggioramento di tale caratteristica, dall'altra garantiscono comunque una tensione tangenziale di aderenza acciaio/calcestruzzo superiore ai limiti fissati dalla normativa italiana per le costruzioni (D. M. 14.01.2008).

SUMMARY

Steel/concrete bond strength has been studied for concretes manufactured with both aggregates coming from the treatment of rubble *tout venant* and crushing of concrete prestressed monoblock sleepers. The results were compared with a concrete of standard production (R_{ck} of 30 N/mm²). This mechanical characteristic, which depends by the nature of the recycled aggregates, is suitable for a current structural use of the final concrete material, it improves when the natural aggregate is replaced by recycled aggregate coming from concrete sleepers. The use of aggregates from *tout venant* rubble decreases the bond strength in comparison with the reference concrete, but it guarantees a steel-concrete bond strength higher than the limits fixed by the Italian Standards (D. M. 14.01.2008).

1. PREMESSA

Un impiego corretto degli aggregati di riciclo provenienti da demolizione in calcestruzzi strutturali richiede un'attenta qualificazione degli aggregati stessi, le cui caratteristiche fisico-meccaniche variano molto a seconda della loro provenienza, con inevitabili riflessi sulle prestazioni meccaniche del calcestruzzo che li contenga.

La resistenza meccanica a compressione dei calcestruzzi contenenti aggregati di riciclo varia con la quantità e il tipo di aggregati di riciclo. L'uso di aggregati di riciclo provenienti, ad esempio, dal trattamento di macerie *tout venant* in impianti appropriati (tecnologia R.O.S.E., Recupero Omogeneizzato Scarti Edilizia) generalmente determina una riduzione delle prestazioni meccaniche del materiale [1] per la presenza di laterizio e altri materiali non idonei per la produzione del calcestruzzo strutturale.

Si può ottenere un buon calcestruzzo strutturale prodotto con aggregati di riciclo solo se questi ultimi sono adeguatamente qualificati mediante la caratterizzazione dei materiali

prima della demolizione [2 - 3] o attraverso le normali procedure di caratterizzazione degli aggregati naturali. In tal caso è possibile produrre calcestruzzi prestazionali.

L'utilizzo strutturale del calcestruzzo armato con barre di acciaio richiede, come è noto, oltre a definite caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio, anche definiti livelli di aderenza acciaio/calcestruzzo. Poiché questa caratteristica meccanica controlla il trasferimento delle tensioni dal calcestruzzo all'acciaio di rinforzo, è stata studiata l'aderenza acciaio/calcestruzzo di calcestruzzi confezionati con aggregati di riciclo provenienti sia dal trattamento di macerie in appositi impianti di riciclo, sia dal recupero di traversine ferroviarie caratterizzate da un calcestruzzo di elevata resistenza meccanica a compressione.

In Italia, le traversine ferroviarie monoblocco in calcestruzzo armato precompresso (CAP), così come i pali in calcestruzzo armato provenienti da linee ferroviarie, telematiche ed elettriche, sono considerati rifiuti non pericolosi e quindi recuperabili [4].



Figura 1 - Traverse ferroviarie monoblocco in calcestruzzo armato precompresso, stazione di Bologna

Tra le possibili attività di recupero è prevista la produzione di materie prime secondarie per l'edilizia, previo adeguato trattamento mediante operazioni di macinazione, vagliatura, selezione granulometrica e separazione della frazione metallica e di quelle più fini, solitamente non utilizzate. Quando le traversine in calcestruzzo armato precompresso presentano fessurazioni da degrado ambientale o meccanico, da fratture o fenomeni di corrosione in corrispondenza degli organi di fissaggio, oppure tipi di degrado causati dalla formazione ritardata di ettringite [5], non possono essere classificate riutilizzabili per rifacimenti dell'armamento ferroviario, e perciò sono destinate a rifiuto.

Essendo il calcestruzzo impiegato di elevata resistenza meccanica (le norme italiane, a tal proposito, prescrivono di usare calcestruzzo di classe almeno pari a C45/55 MPa [6] per la loro fabbricazione) esse risultano potenzialmente adatte, dopo macinazione, allontanamento dei materiali non idonei e setacciatura, per ottenere aggregati di riciclo idonei, dal punto di vista meccanico e delle altre proprietà fisiche, per la produzione di calcestruzzi strutturali di impiego corrente.

Il recupero delle traversine ferroviarie per confezionare nuovo calcestruzzo può rappresentare, già oggi ma principalmente negli anni futuri, una concreta opportunità per la sostenibilità del processo edilizio, se si pensa al numero non trascurabile di traversine attualmente in servizio nella rete ferroviaria nazionale. Da alcuni anni le originarie traversine in legno, impregnate con olio di creosoto, sono state infatti progressivamente sostituite dalle traversine in calcestruzzo precompresso e attualmente solo una piccola parte di binari (circa il 24%), per ragioni tecniche (curve dal raggio molto ristretto lungo le linee ferroviarie, ponti in ferro, ecc.), ha ancora traversine di legno, percentuale che è destinata a ridursi ulteriormente. La lunghezza complessiva dei binari della rete ferroviaria nazionale al 1 luglio 2008 (con integrazioni al dicembre 2008 relative alla sola linea alta velocità Milano - Bologna) risultava di 23.823 Km [7], dei quali 22.718 Km si riferiscono alla rete tradizionale e i restanti 1.105 Km alla linea alta velocità. Per la rete tradizionale, si adotta generalmente una traversa in cemento armato precompresso della lunghezza di 2,30 m, a sezione trapezia con dimensioni variabili sia in altezza sia in larghezza: massime alle estremità (larghezza alla base 30 cm e altezza 19 cm) e minori al centro (24 cm e 15 cm rispettivamente).

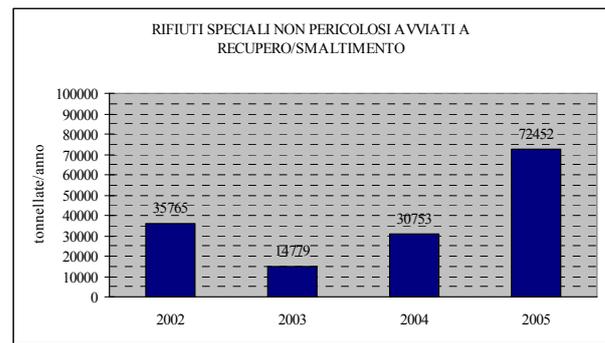


Figura 2 - Materiali da costruzione e demolizione e altri rifiuti lapidei (incluse traverse in CAP e pietrisco) [8]

Considerando un interasse nominale delle traverse di 0,60 m, è possibile stimarne complessivamente in circa 3 Mm³ il volume e in circa 7,5 Mt il peso. La sostituzione delle traversine per degrado ed altre ragioni (ad. esempio ammodernamento della rete ferroviaria) è variabile annualmente, il quantitativo di rifiuti speciali da costruzione e demolizione (incluse le traverse in CAP e pietrisco) avviati a recupero/smaltimento da parte della RFI (Rete Ferroviaria Italiana, gruppo Ferrovie dello Stato) nel 2005 è stato stimato in circa 72500 tonnellate (Fig. 2).

2. AGGREGATI UTILIZZATI

Gli aggregati di riciclo utilizzati nel presente lavoro provengono da un impianto di riciclaggio (Villa Musone, AN) a tecnologia R.O.S.E., in cui sono state trattate, con le fasi opportune, sia le macerie provenienti dalla demolizione di costruzioni sia le traversine ferroviarie monoblocco in CAP dismesse. Il calcestruzzo delle traversine è stato dapprima qualificato mediante la determinazione della resistenza meccanica media a compressione di carote (UNI EN 12504-1 [9]) con rapporto lunghezza/diametro pari a uno ($\varnothing = 95$ mm; L=95 mm) estratte prima di eseguire la macinazione, resistenza cubica che è risultata pari in media a 119 N/mm².

Sono stati utilizzati inoltre aggregati naturali (N) di normale impiego per il confezionamento di calcestruzzo strutturale, in particolare sabbia 0/8 (N 0-8), pietrischetto 7/15 (N 7-15), pietrisco 15/30 mm (N 15-30). Per confronto, gli aggregati di riciclo (R) sono stati classificati in frazioni granulometriche corrispondenti a quelle dell'aggregato naturale e successivamente sono stati combinati adottando la distribuzione granulometrica di Bolomey in modo da ottenere, per ciascuna miscela di calcestruzzo studiata una distribuzione degli aggregati confrontabile con quella degli aggregati naturali impiegati per il calcestruzzo di riferimento.

Gli aggregati di riciclo, così ottenuti, sono stati qualificati, in analogia a quelli naturali del calcestruzzo di riferimento, mediante la determinazione dell'assorbimento d'acqua (AA) in condizione satura a superficie asciutta (SSA), della massa volumica (ρ_{ssa} , UNI EN 1097-6 [10]) e della distribuzione granulometrica (UNI EN 933-1 [11]).

Gli aggregati di riciclo da macerie (Tabella 1) sono caratterizzati da un elevato assorbimento d'acqua e una massa volumica più bassa rispetto a quelli naturali, perciò meno adatti per confezionare calcestruzzo. I frammenti di laterizio e/o di piastrelle ceramiche insieme alla malta cementizia

attaccata agli aggregati naturali originari (Fig. 3) sono le cause principali dell'aumento complessivo dell'assorbimento d'acqua e della minore massa volumica rispetto agli aggregati naturali. Gli aggregati da traversine sono caratterizzati da valori di assorbimento d'acqua più contenuti rispetto agli aggregati da macerie, mentre la massa volumica risulta sostanzialmente confrontabile con quella degli aggregati naturali; le ragioni di queste migliori proprietà fisiche per il confezionamento di calcestruzzo sono dovute sia all'assenza del laterizio sia alla struttura compatta del calcestruzzo impiegato per la loro produzione. Il pietrisco di riciclo R_t 15-30, ad esempio, è del tutto simile, dal punto di vista delle proprietà fisiche, al pietrisco naturale.

Tabella 1 - Proprietà fisiche degli aggregati naturali e di riciclo da macerie (R_{mac}) e da traversine (R_t)

Frazioni aggregati (mm)	ρ_{SSA} (t/m ³)	AA%
N	0-8	2,60
	7-15	2,56
	15-30	2,52
R_{mac}	0-8	2,13
	7-15	2,42
	15-30	2,33
R_t	0-8	2,48
	7-15	2,57
	15-30	2,52



Figura 3 - Malta cementizia attaccata agli aggregati originari

3. CALCESTRUZZI STUDIATI

Per la formulazione del calcestruzzo di riferimento sono stati utilizzati gli aggregati naturali, l'acqua e un cemento al calcare tipo CEM II/A-L 42,5R (EN197-1, Italcementi); il rapporto a/c (acqua/cemento) è stato fissato pari a 0,6.

Le miscele con aggregati di riciclo sono state preparate in analogia a quella di riferimento, conservando lo stesso rapporto a/c e utilizzando lo stesso tipo e quantità di cemento, in modo da poter valutare il solo effetto della sostituzione degli aggregati naturali con quelli di riciclo. La lavorabilità di ciascuna miscela è stata controllata aggiungendo additivo superfluidificante in quantità opportune. Le miscele di calcestruzzo sono state progettate secondo il metodo dei volumi assoluti sostituendo alternativamente le singole frazioni granulometriche di aggregato naturale con l'aggregato di riciclo di equivalente intervallo granulometrico (Tab. 2, [1]):

1. miscela di riferimento (Nat) con aggregati naturali;
2. miscela (Tipo 1) con solo aggregati di riciclo da macerie;
3. miscela (Tipo 2) con sabbia di riciclo da macerie;
4. miscela (Tipo 3) con pietrischetto di riciclo da macerie;
5. miscela (Tipo 4) con pietrisco di riciclo da macerie;
6. miscela (Tipo A_r) con sabbia di riciclo da traverse ferroviarie;
7. miscela (Tipo B_r) con pietrischetto di riciclo da traverse ferroviarie;
8. miscela (Tipo C_r) con pietrisco di riciclo da traverse ferroviarie.

Sono state naturalmente apportate le adeguate correzioni d'acqua al quantitativo di progetto in funzione dello stato di umidità degli aggregati prima dell'impasto e sono state determinate le quantità ponderali reali di ciascuna frazione di aggregato da utilizzare per la preparazione di ciascuna miscela. Sono stati preparati per ciascuna miscela e stagionatura dodici cubetti 15*15*15 cm da sottoporre a prova di compressione a 7 e 28 giorni di maturazione in ambiente controllato.

Tabella 2 - Formulazioni di calcestruzzi con aggregati riciclati da traversine, in condizione SSA, riferite a 1 m³

Componenti [kN/m ³]	Miscele		
	Tipo A_r	Tipo B_r	Tipo C_r
Cem II/A-L 42.5R	3,50	3,50	3,50
Acqua teorica	2,10	2,10	2,10
a/c (acqua/cemento)	0,60	0,60	0,60
c/A(cemento/aggregati)	0,22	0,21	0,21
N 0-8		7,46	7,04
N 7-15	4,77		4,64
N 15-30	5,45	5,20	
R_t 0-8	6,81		
R_t 7-15		4,68	
R_t 15-30			5,50
Aggregati	17,04	17,34	17,18
Miscela	22,64	22,94	22,78
Superfluidificante 1	0,82	0,50	0,50
Riciclato %	40	27	32

4. RESISTENZA A COMPRESSIONE

I risultati ottenuti (Tabella 3, [1]) della resistenza meccanica media (R_m) mostrano che i maggiori vantaggi si raggiungono, per tutte le miscele, utilizzando le frazioni granulometriche più grosse di aggregato riciclato, sia da macerie che da traversine. Gli aggregati di riciclo da traversine, come era lecito attendersi, hanno garantito il raggiungimento di un elevato livello di resistenza meccanica: tutti i calcestruzzi hanno raggiunto valori della resistenza a compressione molto simili e superiori a 30 N/mm², anche se con valori leggermente inferiori rispetto al calcestruzzo di riferimento. La maggiore caduta di resistenza è stata registrata per la miscela contenente sabbia riciclata da traversine, con una diminuzione del 7% circa (Fig. 4).

Tabella 3 – Resistenza a compressione delle miscele studiate

Campione	7 GIORNI		28 GIORNI	
	Rm N/mm ²	ΔRm %	Rm N/mm ²	ΔRm %
TIPO NAT	27,18	-	32,48	-
TIPO 1	17,80	-34,51	22,26	-31,47
TIPO 2	21,97	-19,17	25,68	-20,94
TIPO 3	20,67	-23,95	25,41	-21,77
TIPO 4	23,70	-12,80	29,43	-9,39
TIPO Ar	24,93	-8,28	30,13	-7,23
TIPO Br	25,23	-7,17	30,32	-6,65
TIPO Cr	25,40	-6,55	30,85	-5,02

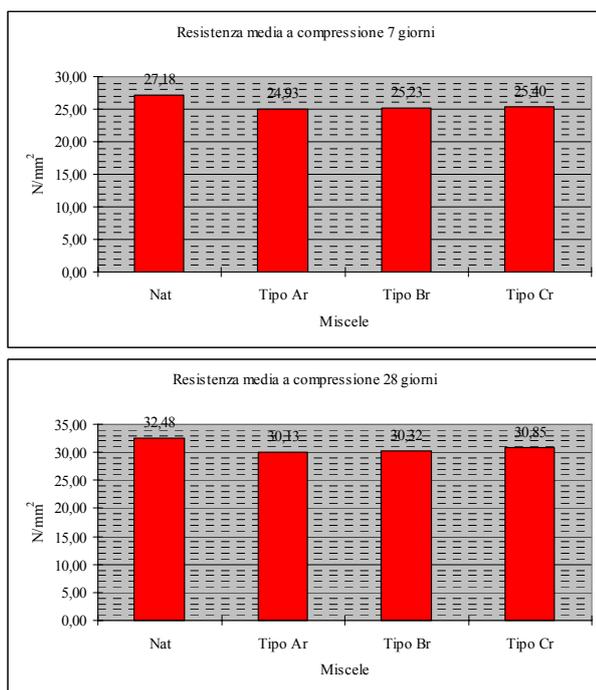


Figura 4 - Resistenza meccanica a compressione calcestruzzi con aggregati da traversine: confronto con calcestruzzo di riferimento

L'uso degli aggregati di riciclo da macerie ha determinato un peggioramento della resistenza meccanica a compressione, con cadute prestazionali anche dell'ordine del 22 %; solo la miscela confezionata con il pietrisco riciclato ha raggiunto un valore della resistenza media a compressione inferiore per non più del 10% rispetto a quella della miscela di riferimento.

È stata infine adottata per le diverse miscele la resistenza meccanica caratteristica (R_{cb} , Tab. 5) calcolata in accordo al metodo di controllo TIPO A previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni [12].

5. ADERENZA ACCIAIO/CALCESTRUZZO

La prova di pull-out permette di determinare in modo facile la tensione tangenziale di aderenza tra acciaio e calcestruzzo; essa consiste nel determinare la forza (carico di scorrimento) necessaria per sfilare uno spezzone di barra da un provino cubico di calcestruzzo e misurare lo scorrimento conseguente tra la barra e il calcestruzzo stesso.

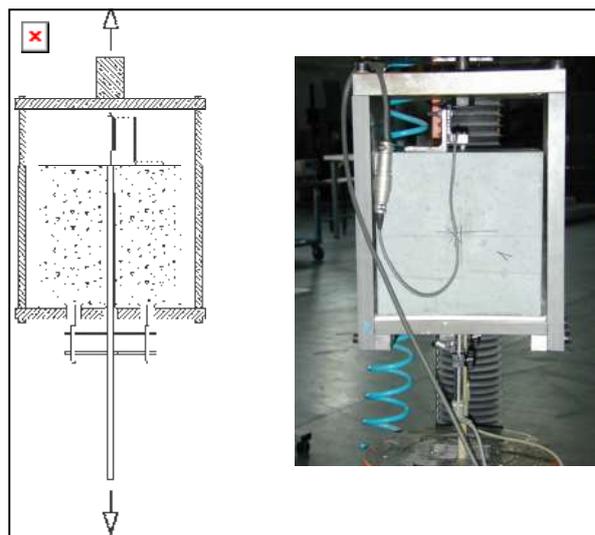


Figura 5: Dispositivo di prova

Tabella 4 - Carico di scorrimento e tensione di aderenza acciaio/calcestruzzo

Campione	P_{medio} daN	$\tau_m = P_{medio} / \pi \phi L$ N/mm ²	Variazione
Tipo NAT	1173,75	11,70	-
TIPO 3	847,00	8,40	- 28,00 %
TIPO 4	964,50	9,60	- 18,00 %
TIPO Ar	1081,80	10,80	- 8,00 %
TIPO Br	1280,30	12,70	+ 1,10 %
TIPO Cr	1477,80	14,70	+ 20,00%

L'apparecchiatura di prova a controllo elettronico (macchina universale Galdabini, portata 100 kN), in uso presso i laboratori del dipartimento DISTART della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bologna, ha consentito di caratterizzare il comportamento meccanico dell'aderenza acciaio/calcestruzzo in controllo di spostamento, perciò è stato possibile cogliere anche il comportamento post-picco. La macchina risultava attrezzata, nella parte mobile, con un telaio rigido per l'alloggio del provino posto con la barra verso il basso e fissata ad un ritegno solidale con il terreno (Fig. 5).

L'aderenza è limitata ad una lunghezza pari a cinque volte il diametro della barra, essendo la restante parte rivestita da una guaina che ne impedisce il contatto con il calcestruzzo. Per la prova sono state utilizzate barre ad aderenza migliorata aventi diametro pari a 8 mm. La maturazione del calcestruzzo è stata effettuata con i campioni aventi la barra in posizione verticale.

Sono stati preparati due campioni per ciascuna miscela di calcestruzzo studiata, escludendo le miscele Tipo 1 e Tipo 2 per le quali si è riscontrata un significativo peggioramento della resistenza meccanica a compressione; in tabella 4 sono riportati i risultati ottenuti, a 28 giorni di stagionatura del calcestruzzo, con l'indicazione del carico massimo medio (P_{medio}) raggiunto e il valore della tensione tangenziale media di aderenza (τ_m), determinato ipotizzando una distribuzione uniforme delle tensioni tangenziali lungo la superficie di contatto tra il calcestruzzo e la barra.

La tensione tangenziale di aderenza per i calcestruzzi tipo

3 e tipo 4 è diminuita rispettivamente del 28 e del 18% circa rispetto a quella registrata per la miscela di riferimento con un peggioramento più significativo rispetto alla resistenza meccanica a compressione.

Viceversa, per le miscele tipo Br e tipo Cr, la tensione tangenziale di aderenza è addirittura aumentata rispetto alla miscela di riferimento: la miscela confezionata con solo aggregato grosso frantumato ha raggiunto un aumento del 20%. Pertanto ad una diminuzione, se pur blanda, della resistenza meccanica a compressione non è seguita una diminuzione della tensione tangenziale di aderenza.

Si è confrontata infine la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza (f_{bk} , Tabella 5), determinata a partire dalla resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (f_{ctk}) ed in accordo con le disposizioni riportate dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni [12], con i valori della tensione tangenziale determinati sperimentalmente, avendo assunto

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$$

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

con:

$\eta=1$ per barre di diametro $\varnothing \leq 32$ mm;

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$$

Tutti i calcestruzzi, confezionati con aggregati di riciclo in sostituzione degli aggregati naturali, garantiscono una tensione tangenziale di aderenza acciaio/calcestruzzo molto maggiore rispetto ai valori determinati attraverso le indicazioni riportate dalla norma. Perciò con riferimento a questi risultati si può ritenere che l'uso strutturale dei calcestruzzi con aggregati di riciclo non viene pregiudicato dall'aderenza acciaio/calcestruzzo.

Tabella 5 - Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza determinata in accordo con le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Campione	R_{ck} N/mm ²	f_{ck} N/mm ²	f_{ctm} N/mm ²	f_{ctk} N/mm ²	f_{bk} N/mm ²
TIPO NAT	28,98	24,05	2,50	1,75	3,94
TIPO 3	21,91	18,19	2,07	1,45	3,27
TIPO 4	25,93	21,52	2,32	1,62	3,66
TIPO Ar	26,63	22,10	2,36	1,65	3,72
TIPO Br	26,82	22,26	2,37	1,66	3,74
TIPO Cr	27,35	22,70	2,41	1,68	3,79

5. CONCLUSIONI

Per quanto riguarda la resistenza a compressione, tutti i calcestruzzi prodotti con aggregati di riciclo provenienti dalle traversine ferroviarie hanno raggiunto valori di resistenza molto simili e superiori a 30MPa a 28 giorni di stagionatura, anche se con valori leggermente inferiori rispetto al calcestruzzo di riferimento confezionato con aggregati naturali: le cadute prestazionali sono state al più del 7% circa, riscontrate per la miscela nella quale si è sostituito la frazione fine naturale con l'equivalente frazione riciclata. La sostituzione del pietrischetto naturale con l'equivalente frazione riciclata,

invece, ha fatto registrare un calo della resistenza a compressione del 6,5% circa, ed infine, la sostituzione del pietrisco naturale ha determinato una diminuzione della resistenza a compressione del 5% circa, sempre rispetto alla miscela di riferimento.

I maggiori vantaggi, per le miscele con aggregati provenienti dalle traversine ferroviarie rispetto alle miscele con aggregati provenienti da "tout venant", si sono registrati per le miscele contenenti la frazione fine (sabbia) e intermedia (pietrischetto) di aggregato di riciclo, con incrementi anche del 16 % circa. Per il calcestruzzo con la frazione grossa riciclata, si è assistito, comunque, ad incrementi del 5% circa.

Dai risultati delle prove di pull-out emerge un miglior comportamento, in termini di resistenza allo sfilamento, delle miscele confezionate con la frazione più grossa di aggregati di riciclo: anche in questo caso le prestazioni sembrano decrescere al diminuire della dimensione media di aggregato riciclato utilizzato. I migliori risultati raggiunti con i calcestruzzi confezionati con gli aggregati da traversine ferroviarie, rispetto ai risultati ottenuti utilizzando aggregati di riciclo da macerie, sono da imputare alla migliore qualità complessiva dei primi, segnalata da bassi valori di assorbimento d'acqua e massa volumica in condizione satura a superficie asciutta paragonabile a quella degli aggregati naturali e che, inoltre, sono ricavati da elementi prodotti in stabilimento caratterizzati da una elevata resistenza meccanica (per le traverse utilizzate la resistenza cubica è risultata di circa 120 N/mm²) molto simili a quelle offerte dalle rocce naturali dalle quali provengono gli aggregati naturali utilizzati. Gli aggregati da macerie, contengono anche laterizi e altre impurità, e presentano, invece, elevati valori di assorbimento d'acqua e massa volumica molto più bassa di quella delle equivalenti frazioni naturali. Sebbene l'aderenza acciaio/calcestruzzo dipenda dalla natura dell'aggregato di riciclo, essa è adeguata, con riferimento ai calcestruzzi studiati, ad un uso strutturale del materiale in costruzioni in calcestruzzo armato di corrente impiego.

Bologna, dicembre 2008

Gli autori ringraziano per la proficua collaborazione la Società Calcestruzzi di Ancona.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Diotallevi, P.P., Sandrolini, F., Costantino, A.B., "Calcestruzzo strutturale con aggregati naturali e riciclati: indagini teoriche e sperimentali per la sostenibilità", Giornate AICAP 2004, 23° Convegno Nazionale "Migliorare le costruzioni di calcestruzzo strutturale: l'esistente e il nuovo", Verona 26-29 maggio.
- [2] Sandrolini, F., Diotallevi, P.P., Costantino, A.B., "Calcestruzzi sostenibili con aggregati di riciclo qualificati: il caso di Punta Perotti", Giornate AICAP 2009, 25° Convegno Nazionale "La progettazione e la esecuzione delle opere strutturali nell'ottica della sostenibilità", Pisa 14-16 maggio.
- [3] Sandrolini, F., Diotallevi, P.P., Costantino, A.B., "Calcestruzzo strutturale in ambiente severo: il caso del complesso di Punta Perotti", Giornata di studio "Controllo e

monitoraggio di edifici in c.a.: il caso studio di Punta Perotti”, Bari 20 giugno 2007.

- [4] D.M. 5 Gennaio 1998 “Individuazione dei rifiuti non pericolosi sottoposti alle procedure semplificate di recupero ai sensi degli articoli 31 e 33 del decreto legislativo 5 febbraio 1997, n. 22” e successive modifiche.
- [5] Rossetti, V.A.. Il calcestruzzo: materiali e tecnologia, seconda edizione, McGraw-Hill, Milano.
- [6] UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (2003). “Applicazioni ferroviarie, Binario – Traverse e traversine in calcestruzzo, requisiti generali.” UNI EN 13230-1, Milano, Italia.
- [7] Sito Ufficiale Rete Ferroviaria Italiana (RFI), www.rfi.it.
- [8] RFI s.p.a., Rete Ferroviaria Italiana, Rapporto Ambientale 2006.
- [9] UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (2002). “Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Carote. Prelievo, esame e prova di compressione.” UNI EN 12504-1, Milano, Italia.
- [10] UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (2002). “Prove per determinare le proprietà meccaniche e fisiche degli aggregati - Determinazione della massa volumica dei granuli e dell'assorbimento d'acqua.” UNI EN 1097-6, Milano, Italia.
- [11] UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (1999). “Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati - Determinazione della distribuzione granulometrica - Analisi granulometrica per stacciatu- ra.” UNI EN 933-1, Milano, Italia.
- [12] D.M. 14.01.2008, “Norme Tecniche per le Costruzioni”, Supplemento Ordinario della G.U. nr. 29 del 04.02.2008.

FORMULAZIONI PER UNA STIMA ACCURATA DELLA VITA UTILE DI ELEMENTI IN C.A. SOGGETTI AD ATTACCHI DI CLORURI

Sara Sgobba¹, Giuseppe Carlo Marano¹, Massimo Borsa²

¹ Dipartimento di Ingegneria per l'ambiente e lo sviluppo sostenibile, Politecnico di Bari

² C.T.G. S.p.A. - Italcementi Group, Bergamo

SOMMARIO

La corretta stima del profilo di concentrazione di ioni cloruri diffusi all'interno di opere in cemento armato, è un fattore importante per il calcolo della vita di servizio di strutture esposte agli agenti aggressivi. Esso peraltro rappresenta un problema tecnico e scientifico ancora non perfettamente risolto. Le formulazioni presenti in letteratura fanno riferimento alla soluzione dell'equazione di diffusione (II legge di Fick) ottenuta assumendo un coefficiente di diffusione costante. Una soluzione di questo tipo è presentata in diversi documenti tecnici, in cui si considera trascurabile la variazione del coefficiente di diffusione col tempo. Con riferimento a diversi studi che ne hanno appurato una sua variazione nel tempo, nel presente lavoro è sviluppato un confronto tra la soluzione con coefficiente di diffusione variabile, integrata in modo da incorporare opportunamente gli effetti evolutivi della diffusività, e la soluzione convenzionale in diverse condizioni ambientali.

SUMMARY

The correct evaluation of the concentration profile of the chloride ions diffused inside the building in reinforced concrete is an important factor for the calculation of the useable life of the structures exposed to the aggressive agents. Besides, it represents a technical and scientific problem which is not still perfectly resolved. The formulations described in literature make reference to the solution of the diffusion equation (II Fick's law) obtained assuming a constant coefficient of diffusion. This kind of solution is introduced in different technical documents, in which the variation of the coefficient of diffusion is considered negligible with the time. With reference to different studies which ascertained its variation in the time, in the present work a comparison among the solution with a variable coefficient of diffusion integrated to incorporate opportunely the evolutionary effects of the diffusivity and the conventional one characterized by different environmental conditions has been developed.

1. INTRODUZIONE

La corrosione dell'armatura metallica dovuta alla penetrazione degli ioni cloruro, di origine marina o da sali disgelanti, è una delle principali cause di degrado delle strutture in calcestruzzo armato. Gli ioni cloruro possono diffondere attraverso il copriferro e distruggere il film protettivo intorno all'armatura una volta raggiunto un valore critico di concentrazione. Superata questa soglia critica, si può considerare avviato il processo di corrosione puntuale dell'acciaio con conseguente fessurazione del copriferro e perdita di resistenza delle sezioni.

Il crescente interesse nei confronti della durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ha spinto alla definizione di modelli matematici atti alla previsione di un'affidabile vita di servizio delle strutture, specialmente di quelle esposte ad ambienti fortemente aggressivi. Per le strutture di nuova costruzione, la fruizione di questi modelli consentirebbe la progettazione di miscele di calcestruzzo utili a garantire la vita di servizio programmata in fase di progetto; mentre, per le strutture già esistenti, potrebbero permettere la predizione della restante vita di servizio od aiutare la programmazione di

interventi di ripristino e di manutenzione.

La vita di servizio di un'opera soggetta all'attacco dei cloruri può essere suddivisa in due fasi, così come proposto dal modello di Tuutti (1982), (figura 1).



Figura 1 - Modello di Tuutti sulle fasi del tempo di vita utile di un'opera soggetta all'attacco da cloruri

In molti modelli atti a predire la vita di servizio delle strutture, il tempo di propagazione viene assunto prudenzialmente più breve del tempo di innesco, in modo tale da ottenere un tempo di servizio almeno pari al periodo di innesco. La definizione di tempo di vita utile di una struttura è data già nell'Eurocodice 1 (1994) e ripresa in un'ottica prestazionale nelle prime versioni del DuraCrete (DuraCrete, *Probabilistic performance based design of concrete structures*, 1997) nelle quali vengono stabiliti 3 differenti livelli di servizio. Nella norma EN1990 (2002), invece, la vita di servizio di un'opera è definita come "il periodo assunto tale che una struttura deve essere usata per i suoi obiettivi con manutenzione anticipata ma senza che siano necessari maggiori interventi di ripristino".

I metodi usati oggi per predire la vita utile di strutture in c.a. esposte ai cloruri richiedono la conoscenza di una concentrazione di soglia per la barra di rinforzo della struttura. Per questo motivo è di grande interesse la determinazione dei livelli di soglia del cloro in ogni condizione, i quali dipendono non soltanto dalla miscela di cemento, ma anche dalla stagionatura, dall'età, temperatura ecc. I fattori ambientali determinano infatti la risposta della miscela cementizia ed il potenziale elettrochimico relativo alle barre d'armatura (Arup, 1993). Comunemente, il tempo di servizio viene calcolato applicando soluzioni presenti in letteratura che fanno riferimento all'equazione di diffusione di Fick assumendo un coefficiente di diffusione costante.

La soluzione dell'equazione di Fick rappresenta ancora oggi la principale base teorica di molti modelli che descrivono il meccanismo di diffusione dei cloruri nella matrice cementizia. Meccanismi di penetrazione di tipo convettivo, dovuti ad esempio agli effetti della suzione capillare, vengono invece generalmente trascurati, sebbene la considerazione di tali meccanismi comporti talvolta apprezzabili differenze rispetto alle stime ottenute sulla base di modelli semplicemente diffusivi. La soluzione convenzionale di Fick è presentata nel documento DuraCrete, in cui viene assunta trascurabile la variazione del coefficiente di diffusione con il tempo. Tale scelta da un lato pare semplificare l'approccio analitico di risoluzione dell'equazione di diffusione, dall'altro tuttavia non è capace di descrivere realisticamente gli effetti evolutivi delle caratteristiche di diffusività con il tempo e determina inoltre delle limitazioni ai valori dei possibili parametri di controllo del coefficiente di diffusione. Nel presente lavoro, invece, la soluzione dell'equazione di diffusione di Fick è presentata assumendo non costante il coefficiente di diffusione. Sulla base di tali soluzioni si è poi valutato il tempo di vita utile in differenti condizioni ambientali.

In sostanza, il presente studio analizza differenti approcci risolutivi dell'equazione di Fick, mettendoli a confronto. Essi sono sintetizzati come segue:

Soluzione evolutiva approssimata (Metodo A), ottenuta risolvendo l'equazione di Fick nell'ipotesi di coefficiente di diffusione considerato costante e pari al valore che esso assume in un dato istante di tempo.

Soluzione evolutiva non convenzionale (Metodo B), ricavata integrando l'equazione di Fick nell'ipotesi di coefficiente di diffusione variabile nel tempo.

Soluzione B modificata, nella quale gli autori della presente memoria hanno ritenuto utile introdurre una semplificazione formale e non sostanziale alla soluzione B,

che consiste nel sostituire l'integrale della legge di diffusione nel tempo con il coefficiente di diffusione stesso, nella soluzione convenzionale. Come si potrà verificare in seguito, l'applicazione di tale approccio modificato può dare risultati identici a quelli del tipo B, ma permette una migliore comprensione del fenomeno fisico ed una maggiore elasticità nella ricerca di una soluzione più approssimata. In quest'ultimo caso, l'integrazione parte dal tempo di riferimento (tempo al quale è stato misurato il coefficiente di diffusione iniziale ed ha inizio l'esposizione) e non dallo zero.

2. MODELLAZIONE DELLA PENETRAZIONE DEI CLORURI E TEMPO DI VITA UTILE

La penetrazione dello ione cloruro avviene per diffusione nel calcestruzzo saturo di acqua a contatto con una soluzione di cloruro, caso tipico di un'opera immersa in acqua di mare: l'acqua ristagna nei pori capillari del calcestruzzo e il cloruro si muove sotto la spinta di un gradiente di concentrazione tra le zone a maggiore concentrazione (vicino alla superficie a contatto con i cloruri) verso le zone a minore concentrazione (all'interno del calcestruzzo). Il flusso degli ioni cloruro (J_c) attraverso una superficie piana, perpendicolare alla direzione di diffusione, avviene in accordo alla prima legge di Fick, come già riportato da Collepari (1970). L'applicazione di questa legge è basata sulla ipotesi semplificata che la matrice cementizia sia omogenea, isotropa ed inerte (Tang, 1996).

La concentrazione totale (C_t) di cloruro nella sezione "x" nel calcestruzzo varia nel tempo secondo l'equazione nota come seconda legge di Fick:

$$\frac{\delta C_t}{\delta t} = - \frac{\delta J_c}{\delta x} = D_a \frac{\delta^2 C_t}{\delta x^2} \quad (1)$$

2.1 Soluzione a coefficiente di diffusività costante

Un primo approccio risolutivo prevede che l'equazione di Fick venga integrata assumendo che la concentrazione dei cloruri, misurata sulla superficie del calcestruzzo, rimanga costante nel tempo.

Tale soluzione risulta quindi semplificata, sebbene sia anche la più sviluppata e comunemente applicata. In letteratura, infatti, a causa di una disponibilità di risultati limitata ad esperimenti condotti su breve tempo e probabilmente anche per le non trascurabili difficoltà analitiche, la maggior parte degli autori ha considerato la modellazione a coefficiente di diffusività costante e a concentrazione superficiale dei cloruri costante (vedere ad esempio i risultati di Stewart e Rosowsky, 1998). In queste condizioni, l'integrazione della seconda equazione di Fick fornisce:

$$C(x, t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_a \cdot t}} \right) \right] \quad (2)$$

dove

$C(x, t)$ è la concentrazione del cloruro a distanza x e ad un generico istante di tempo t

C_s è la concentrazione del cloruro sulla superficie

D_a è il coefficiente apparente di diffusione.

Partendo dal profilo di concentrazione è poi possibile determinare il tempo in cui la concentrazione dei cloruri è tale da distruggere il film protettivo, con riferimento ad un particolare livello di soglia di concentrazione critica C_{cr} , che rappresenta la concentrazione di cloruri a partire dalla quale ha inizio il processo di corrosione:

$$T_i = \frac{x^2}{4 \cdot D_a \cdot \left[\operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{cr}}{C_s} \right) \right]^2} \quad (3)$$

Il coefficiente di diffusione apparente D_a , generalmente assunto costante nella letteratura tecnica e nelle normative di riferimento, in effetti è un parametro controllato da numerosi e complessi fenomeni chimici e fisici, generalmente non costanti ma evolutivi nel tempo. In generale, il suo valore iniziale diminuisce al diminuire del rapporto a/c per la minore porosità capillare e all'aumentare del grado di compattazione.

2.2 Soluzione evolutiva approssimata (Metodo A)

Nel corso degli anni, diversi studi hanno messo in evidenza il comportamento variabile nel tempo del coefficiente di diffusione, capace di influenzare anche seriamente le stime di penetrazione dei cloruri nel calcestruzzo. Ad esempio Takewaka et al. (1988), per primi proposero di descrivere il coefficiente di diffusività come una funzione potenza del tempo. Più tardi, Tang and Nilsson (1992) conducendo misure con un test di diffusività rapida, trassero la conclusione che il coefficiente di diffusione diminuisce con il tempo di maturazione del calcestruzzo e proposero una legge tempo-dipendente basata sulla matematica della diffusione elaborata da [6].

Alcuni altri studi di laboratorio ([19], [21]) confermarono tale legge e anche diversi risultati su strutture esistenti [23] mostrarono che la dipendenza del coefficiente dall'età del calcestruzzo segue una legge di linearità in un sistema di coordinate bi-logaritmiche. Questa variazione nel tempo del coefficiente di diffusione è probabilmente dovuta all'affinamento della microstruttura legante della matrice cementizia. Questi fenomeni sono molto più accentuati con l'utilizzo del cemento d'altoforno che presenta una microstruttura più raffinata, dovuta alla formazione del gelo secondario, che conferisce al calcestruzzo, per tempi lunghi di esposizione, una maggiore impermeabilità per la minore presenza di pori interconnessi.

Questi studi condussero pertanto ad una relazione di questo tipo [27]:

$$D(t) = D_{ref} \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m = K_0 t^{-m} \quad (4)$$

dove $D(t)$ è il coefficiente di diffusività al tempo t ; D_{ref} il coefficiente di diffusività al tempo di riferimento t_{ref} ed m è una costante che dipende dalla miscela cementizia. K_0 è un coefficiente incorporante il fattore di diffusività ad un dato tempo di riferimento ed il tempo stesso di riferimento, in dipendenza della tipologia cementizia.

Valori di m per differenti tipologie di miscele di cemento devono ancora essere ben stabiliti, sebbene sia stato già

pubblicato in merito ([2], [28], [2]). Ulteriori ricerche hanno peraltro osservato che la corretta valutazione di questo parametro permetterebbe di migliorare l'accuratezza della previsione del tempo di servizio strutturale.

L'applicazione della legge di diffusività descritta è già presente in letteratura e anche in diverse linee guida di progettazione di strutture in c.a., (si veda ad esempio il documento tecnico elaborato dall'EU DuraCrete project del 1998).

Nel Duracrete l'integrazione dell'equazione di Fick, condotta sotto le già osservate ipotesi di costanza nel tempo del coefficiente di diffusività, ma esplicitante nella soluzione finale la legge temporale del coefficiente stesso, ha condotto alla seguente relazione:

$$C(x,t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \sqrt{\underbrace{k_c k_e D_{ref}}_{D_e} \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m t}} \right) \right] \quad (5)$$

dove:

D_{ref} è il valore del coefficiente di diffusione al tempo, $t_{ref} = 28$ giorni di esposizione in cm^2/anno , k_c (*execution factor*) è un parametro costante che considera l'influenza della stagionatura sul coefficiente di diffusione D_{ref} (per stagionatura si intende il periodo in cui si mantengano quanto più possibile inalterati determinati valori di umidità e temperatura del calcestruzzo per consentire di terminare al meglio il processo di idratazione. Nella pratica, rappresenta il tempo che intercorre tra l'eliminazione dei casseri e la messa in opera). Nel Duracrete sono riportati i valori di tale parametro. Il valor medio si attesta intorno all'unità. Pertanto ci si è riferiti a questo risultato nel seguito delle analisi. k_e (*environmental factor*) è un parametro costante che considera l'influenza dell'ambiente sul parametro D_{ref} . Tale fattore è stato considerato costante e pari ad 1, per le considerazioni espresse in precedenza.

La presenza delle due costanti introdotte al fine di considerare la natura probabilistica delle caratteristiche chimiche ambientali e dei materiali, non altera la caratteristica matematica del profilo di concentrazione. In effetti, il modello Duracrete è stato sviluppato sulla base della stessa semplificazione matematica prima osservata e cioè sulla costanza del tempo del coefficiente di diffusività. Se da un lato si è cercato infatti di superare la limitazione dovuta alla non considerazione degli effetti evolutivi della diffusività, attraverso la sostituzione della legge $D(t)$ dell'equazione (4) al posto del coefficiente apparente D_a , nell'equazione (3); dall'altro, la semplificazione adottata di non integrare la funzione $D(t)$, porta ad un errore concettuale e numerico. L'errore consiste nel fatto che il carattere evolutivo del coefficiente di diffusione viene considerato solo nella soluzione finale dell'equazione. Tuttavia tale dipendenza dal tempo dovrebbe essere considerata già in partenza nella equazione di Fick ed integrata opportunamente. A seguito della descritta semplificazione analitico-concettuale, il calcolo del coefficiente di diffusività apparente risulta sottostimato e determina nel tempo errori rilevanti nel progetto di strutture in cemento armato, come evidenziato da alcuni autori (vedere ad esempio [18]).

Si riportano in tabella 1 i valori dei principali parametri del modello di diffusione, per diversi autori.

Tabella 1 - Valori dei diversi parametri proposti in letteratura

Autori	D_{ref} [cm ² /anno]	C_{cr} % peso cls	C_s [% peso cls]	K_c	K_e	m
DuraCrete (2000)	1,79			1	0,92	0,37
Enright and Frangopol (1998)	1,00-8,20	0,03 - 0,05	0,10 - 0,40			
Steward and Rasowsky (1998)	Cost.	0,03 - 0,05	0,05 - 0,30			
Thomas and Bamforth (1999)	2,52 Port. 7,8 Loppa	0,05	0,28 - 0,54 0,35 - 0,50			0,1 Port 1,2 Loppa
Liu and Weyers (1996)	Cost.	0,05	0 - 0,30			
Shin and Kim (2002)	Cost.	0,05	$C_s(t)$			
Wallbank (1989)	0,03-0,65		0,25-15,00 (kg/m ³)			
Hoffman & Weyers (1994)	0,60-7,50		1,20-8,20 (kg/m ³)			
Kirkpatrick et al. (2002)	0,16-1,64		0,15-5,25 (kg/m ³)			

2.3 Soluzione evolutiva non convenzionale (Metodo B)

Già nel 1980 fu constatato che la soluzione a coefficiente costante risulta non perfettamente realistica nel descrivere il processo di trasporto rapido degli ioni cloro, specialmente quando le predizioni a lungo termine sul tempo di vita utile sono basate su risultati di test fatti nel breve periodo [4].

Al fine di prevedere il profilo di concentrazione e di conseguenza anche il tempo di vita utile a lungo termine, la dipendenza dal tempo del coefficiente di diffusione D_a è stata incorporata nella seconda legge di diffusione di Fick [6]. La soluzione proposta è coerente con i risultati di [21].

Assunto quindi non costante il coefficiente di diffusione ed integrando opportunamente si ottiene:

$$C(x,t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{1}{2} \cdot t^{-\frac{1}{2}(1-m)} \cdot x \cdot \sqrt{\frac{1-m}{K_0}} \right) \right] \quad \text{per } t \geq 0 \quad (6)$$

Tale soluzione è, per ovvie considerazioni analitiche, coerente solo con valori dell'esponente m compresi tra]0,1[, che peraltro sono quelli proposti nel DuraCrete ed in numerosi studi di letteratura (Stewart and Rosowsky, 1998; Enright and Frangopol, 1998).

Se m è pari a 0, il valore della diffusività non varia nel tempo. Alla luce di queste considerazioni, valori di $m > 1$ riportati in alcuni risultati di letteratura (vedi Thomas & Bamforth, 1999), risultano incompatibili analiticamente con la soluzione dell'equazione di Fick.

Assumendo la concentrazione critica per l'attivazione dei processi corrosivi sulle barre pari a C_{cr} e x la dimensione del copriferro, il tempo di innesco risulta pari a:

$$T_i = \left\{ \frac{x^2}{4 \left[\operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{cr}}{C_s} \right) \right]^2 \cdot \frac{1-m}{K_0}} \right\}^{\frac{1}{1-m}} \quad (7)$$

2.4 Soluzione evolutiva modificata (Metodo B modificato)

Gli autori propongono quindi un ulteriore approccio alla risoluzione dell'equazione di diffusione.

La soluzione B, come precedentemente descritto, è stata ricavata integrando opportunamente la legge di Fick nel tempo. Essa pertanto è in grado di fornire un valore della diffusività, che concettualmente corrisponde non ad un valore puntuale ad un dato istante di tempo, ma ad un valore "mediato" rispetto all'intervallo temporale di esposizione. Questa osservazione conduce alla possibilità di considerare l'integrale della legge di diffusione, in luogo del coefficiente di diffusione costante, nella soluzione convenzionale A. Tale sostituzione da un lato permette di considerare opportunamente gli effetti evolutivi della diffusione nel tempo, dall'altra semplifica formalmente l'approccio utilizzato per ricavare la soluzione B.

La soluzione considerata, pertanto, è la stessa di quella già indicata con riferimento al metodo A, in cui, al posto del coefficiente di diffusione apparente D_a , viene sostituito l'integrale della funzione (4) esteso al tempo T:

$$D_t = \frac{1}{T} \int_0^T D_{ref} \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m dt \quad (8)$$

Peraltro, la soluzione B modificata proposta dagli autori tiene conto di una ulteriore precisazione allo scopo di migliorare l'attendibilità delle stime fornite dal metodo previsionale adottato. Nella nuova soluzione si considera,

infatti, che il tempo di esposizione rispetto al quale viene integrata la legge temporale della diffusività, parta non dallo zero, ma dal tempo di riferimento t_{ref} , solitamente equivalente a 28 giorni.

La soluzione considerata, pertanto, è la stessa di quella già indicata con riferimento al metodo A, ma considerata partendo dal tempo di riferimento:

$$C(x,t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_t^{B-mod} t}} \right) \right] \text{ per } t \geq t_{ref} \quad (9)$$

In cui:

$$D_t^{B-mod} = \frac{1}{(t-t_{ref})} \int_{t_{ref}}^t D_{ref} \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m dt \quad (10)$$

In altri termini la soluzione B modificata è stata ottenuta integrando la legge di diffusione nel tempo a partire dai 28 giorni e quindi traslando l'origine degli assi al tempo di riferimento.

L'introduzione di questa modifica è giustificata dalla circostanza per la quale non è ragionevole estendere i risultati dell'applicazione del modello di Fick all'intervallo di tempo $[0, t_{ref}]$, all'interno del quale le dinamiche diffusive non sono ancora ben comprese anche in ragione di una certa difficoltà che si riscontra nell'esecuzione di misure sperimentali attendibili.

Peraltro, proprio nell'intervallo menzionato, ovvero per $t \rightarrow 0$, la legge temporale di diffusività cresce tendendo asintoticamente a valori infinitamente grandi, soprattutto per valori dell'esponente m che tendono all'unità (ad esempio per cementi tipo loppa d'altoforno). Ciò implica che errori nella valutazione della legge di diffusione con il tempo in questo intervallo del tempo di esposizione, possono condurre a stime del tutto fuorvianti nel calcolo dei profili di concentrazione e dei relativi tempi di vita utile delle strutture.

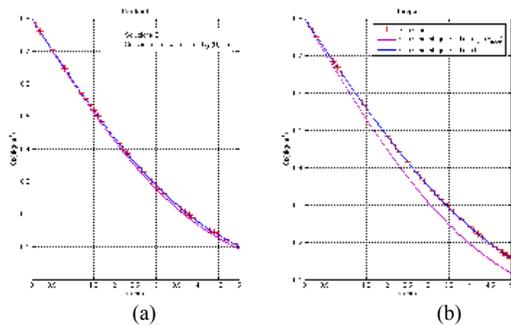


Figura 2 - Profili di concentrazione $C_{3anni}(x)$ a confronto per le diverse soluzioni nel caso a) di cemento Portland ($m=0.3$) e b) di cemento di loppa ($m=0.6$)

La figura 2 mette a confronto la soluzione B con quella ottenuta per integrazione della legge temporale di diffusione nell'intervallo $[0,T]$ sostituendo l'equazione (8) nella soluzione (2) e quella ristretta all'intervallo $[t_{ref}, T]$ (equazione 9).

Come è possibile osservare dal grafico, in entrambi i tipi

di cemento, la soluzione B e quella ricavata integrando la legge di diffusione partendo dal tempo 0 coincidono. Pertanto, nel resto della trattazione, si farà riferimento al solo metodo B. Invece, la soluzione B modificata fornisce un profilo di concentrazione significativamente differente nel caso di cemento di loppa (figura 2.b).

Il semplice esempio grafico illustrato in figura 4 chiarisce ulteriormente le considerazioni prima esposte, evidenziando come un metodo approssimato, come la soluzione convenzionale A proposta dal Duracrete, possa sottostimare in misura significativa il livello di diffusività ad un generico istante di tempo t .

L'approccio risolutivo A, per il calcolo della concentrazione di cloruro, considera la legge di diffusione con il tempo tal quale all'interno della equazione (2). Pertanto all'istante di tempo t_1 , si ha:

$$D_{t_1}^A = D_{ref} \left(\frac{t_{ref}}{t_1} \right)^m \quad (11)$$

L'applicazione di un metodo analiticamente più corretto come il metodo B, invece, equivale a considerare, come prima osservato, l'integrale della legge temporale della diffusione. In questo caso quindi l'entità della diffusione dei cloruri al tempo t_1 rappresenterà un valore "mediato" rispetto all'intervallo $[0, t_1]$:

$$D_{t_1}^B = \frac{1}{t_1} \int_0^{t_1} D_{ref} \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m dt \quad (12)$$

Infine, l'assunzione di una soluzione formalmente analoga a quella ottenuta con il metodo integrale appena descritto, ma ristretto all'intervallo $[t_{ref}, t_1]$, equivale a calcolare il coefficiente di diffusione come segue:

$$D_{t_1}^{B-mod} = \frac{1}{(t_1-t_{ref})} \int_{t_{ref}}^{t_1} D_{ref} \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m dt \quad (13)$$

E' evidente quindi, dalla figura 3, che il livello di diffusività stimato con il metodo B risulta sistematicamente superiore a quello calcolato con il metodo A, mentre il metodo B modificato tende in generale a collocarsi in posizione intermedia rispetto ai primi due.

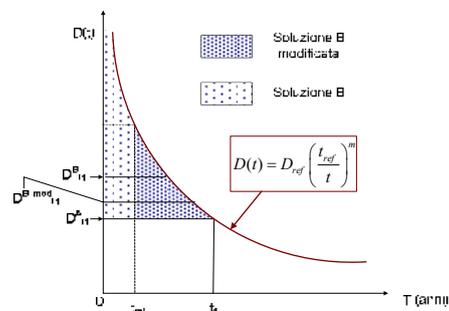


Figura 3 - Confronto dei livelli di diffusività forniti dalle soluzioni A, B e B modificata ad un fissato tempo t_1

3. PROFILI DI CONCENTRAZIONE C (X,T)

3.1 Confronto tra le soluzioni A e B

Di seguito si riporta una prima valutazione comparativa dei due modelli. Per ragioni di brevità, d'ora in avanti, il modello semplificato, ovvero rappresentato dalla soluzione approssimata dell'equazione di Fick, verrà chiamato semplicemente metodo o soluzione "A", mentre la soluzione ricavata integrando rigorosamente l'equazione di diffusione con il tempo verrà denominato metodo o soluzione "B". Infine, anche i risultati derivanti dall'applicazione del metodo B modificato verranno mostrati in confronto alle due soluzioni precedentemente definite.

Un primo confronto riguarda l'andamento del profilo di concentrazione, sia in funzione della profondità che del tempo. Tale analisi viene fatta su calcestruzzi contenenti due tipi di cemento: uno del tipo Portland e l'altro tipo loppa d'altoforno. Queste due miscele cementizie sono caratterizzate da un diverso andamento del coefficiente di diffusione nel tempo e quindi risultano particolarmente significative ai fini del confronto che si intende proporre in quanto indicative di comportamenti completamente differenti alla penetrazione degli ioni cloruro.

E' noto infatti che l'utilizzo della loppa manifesti degli effetti benefici sulla durabilità delle opere soggette ad aggressione chimica da cloruri in quanto la formazione del gelo secondario e il riassetamento della matrice evolve nel tempo determinando quindi un più alto tempo d'innescamento. Infatti, a parità di tempo di esposizione e di spessore di calcestruzzo penetrato, la concentrazione di cloruri riscontrabile nei pori del calcestruzzo contenente loppa è molto inferiore rispetto alla concentrazione del calcestruzzo confezionato con il Portland.

A tal proposito, è però importante sottolineare che tale effetto benefico rispetto all'attacco chimico da cloruri, risultante dall'impiego di cementi tipo loppa rispetto al Portland, non deve considerarsi in termini assoluti, ma occorre tener presente che la riduzione benefica della diffusività nella loppa si raggiunge soltanto dopo un certo tempo di esposizione, mediamente individuato tra i 5 e i 10 anni. Nei primi anni di esposizione, invece, i livelli di diffusività raggiunti nel cemento di loppa risultano generalmente superiori a quelli misurati nel cemento Portland.

Ciò premesso, in figura 4, sono confrontati i profili di concentrazione $C(x)$ dei cloruri all'interno del calcestruzzo, in funzione della profondità di penetrazione, nel caso delle due soluzioni di calcolo A e B, per i due diversi cementi e per un tempo di esposizione $t=3$ anni.

Sempre a titolo di esempio e al fine di rendere con un maggior grado di rappresentatività il confronto tra i metodi oggetto di studio, si è scelto di valutare l'andamento del profilo di concentrazione in funzione di tre diversi livelli del coefficiente di diffusività, misurati al tempo di riferimento di 28 giorni. I tre valori vogliono essere indicativi di un valor minimo, uno medio ed uno massimo in modo da considerare in qualche modo, come prima osservato, gli effetti della estrema variabilità del parametro D_{28} in relazione al tipo di cemento. Come si può quindi osservare dallo stesso grafico di figura 4, le curve individuano dei "fusi" di concentrazione entro cui si può immaginare di far variare il coefficiente di diffusività a 28 giorni nei valori tipici. Essi sono colorati in gradazione di grigio per maggiore evidenza. I valori

dell'esponente m della legge temporale di diffusività sono stati fissati per entrambi i cementi (vedere tabella 2).

I profili, tutti decrescenti con la profondità, confermano il tipico andamento della concentrazione previsto dai modelli di diffusione più comuni.

Ad una prima analisi visiva delle curve di figura 4(a) e 4(b) risulta evidente che, per una prefissata profondità del copriferro, la concentrazione dei cloruri nel cemento contenente loppa, come atteso e per le ragioni in precedenza esposte, è inferiore rispetto al caso di cemento Portland. Inoltre, nella loppa l'intervallo di variabilità del profilo entro i due estremi è più ampio di quello osservabile nel Portland.

Per ciò che riguarda il confronto tra le due soluzioni A e B, si osserva nel caso di cemento Portland che la differenza tra di esse è poco sensibile; nella loppa la differenza risulta marcatamente più significativa. Più in dettaglio il metodo B fornisce una stima di cloruri, a parità di profondità x , superiore a quella calcolata utilizzando il metodo previsionale di tipo A. Esso, peraltro, essendo stato ricavato per integrazione analitica esatta della legge di Fick, stima con maggior precisione e attendibilità il contenuto di cloruri all'interno del calcestruzzo.

Si riportano in tabella 2 i dati relativi alla figura 4.

Tabella 2 - Dati di riferimento della figura 4

Parametro	Valori
Concentrazione superficiale C_s [%]	0.8%
Tempo di esposizione dopo 28 gg t_{28}	0.077 [anni]
D_{28} per cemento Portland ($m=0.3$)	1.26-2.52-3.78 [cm^2/anno]
D_{28} per cemento d'altoforno ($m=0.6$)	3.3-4.9-9.9 [cm^2/anno]
Tempo di esposizione	3 anni

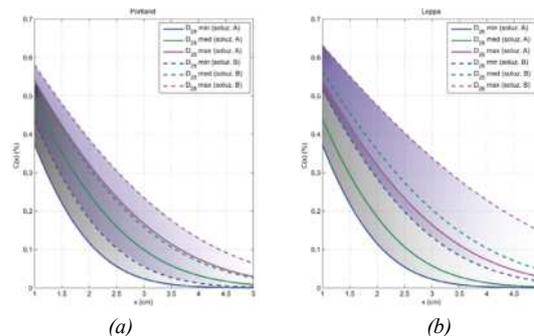


Figura 4 - Confronto tra profili di concentrazione $C_{3anni}(x)$ in funzione della profondità di penetrazione x

La figura 5 è invece rappresentativa dell'andamento della concentrazione con il tempo per un fissato livello di profondità penetrata. In questo caso, i coefficienti D_{28} sono stati fissati pari all'incirca al valor medio degli estremi forniti nel precedente esempio grafico.

Inoltre, le curve sono state fatte variare in funzione dell'esponente m poiché anche la stima di questo parametro, e anzi particolarmente in questo caso, è affetta da incertezza e risultati fortemente variabili sono forniti in letteratura. Per questo motivo, due dei valori più tipici per la taratura del modello di penetrazione, sono stati assegnati. Le curve, come nel caso precedente, confermano la scarsa sensibilità al metodo di calcolo adottato nel caso di cemento Portland, mentre una significativa differenza è osservabile nella loppa

d'altoforno. In altri termini, a parità di tempo, il metodo "B" stima una concentrazione maggiore di cloruri ad un fissato spessore x , di quella calcolata con la soluzione approssimata "A". In aggiunta a questa osservazione, occorre notare che esiste una importante variabilità del risultato al variare dell'esponente m assegnato. Da ciò consegue che, al fine di migliorare la stima della previsione dell'avanzamento del fronte critico dei cloruri e con esso il calcolo del tempo di servizio delle strutture in cemento armato, non è soltanto essenziale raffinare il modello previsionale, liberandolo da vincoli concettuali dovuti ad eccessive semplificazioni e approssimazioni analitiche, ma sarebbe anche necessario formulare metodi di stima dei parametri di taratura più attendibili, ad esempio incorporando gli effetti delle incertezze intrinseche nelle variabili misurate, nonché nelle tecniche di misura e di calcolo, attraverso l'impiego di un approccio probabilistico o stocastico, più vicino alla natura aleatoria delle variabili.

Tabella 3 - Dati di riferimento della figura 5

Parametro	Valori
Concentrazione superficiale C_s [%]	0.8%
Tempo di esposizione dopo 28 gg t_{28}	0.077 [anni]
D_{28} per cemento Portland	2.52 [cm ² /anno]
D_{28} per cemento d'altoforno	4.9 [cm ² /anno]
Profondità di penetrazione	3.5 cm

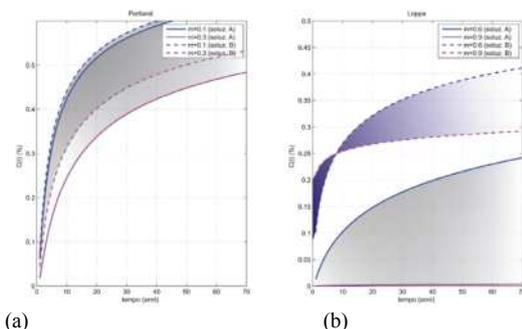


Figura 5 - Confronto tra profili di concentrazione $C_{3.5cm}(t)$ in funzione del tempo t

Pertanto, dall'analisi della figura 5.b, emerge una ulteriore considerazione: con riferimento alle due curve tratteggiate relative alla soluzione B e associate ciascuna ad un tipo di cemento, risulta ben visibile la presenza di un punto di intersezione. Tale andamento è del tutto analogo a quello già descritto per il coefficiente di diffusione con il tempo (figura 3), per il quale era già stato osservato un punto di intersezione delle curve, indicativo dell'inversione di comportamento della loppa alla diffusione dei cloruri, rispetto al cemento Portland. Ciò che si può dedurre, pertanto, è la possibilità di apprezzare tale fenomeno solo utilizzando la soluzione B; la soluzione A invece, essendo stata ricavata per semplificazione analitica del processo di integrazione dell'equazione di diffusione, tende, come già osservato, a sottostimare i livelli stessi di diffusione col tempo rispetto alla soluzione B e pertanto sottostima in misura significativa anche le concentrazioni di cloruri penetrate (soprattutto nel caso di cemento di loppa).

3.2 Confronto tra le soluzioni A, B e B modificata

Un ulteriore confronto riguarda la soluzione B modificata. La figura 6 illustra l'andamento dei profili di concentrazione con la profondità, per un tempo di esposizione pari a 3 anni, relativi alle soluzioni A, B e B modificata. Le curve, per ciascun tipo di cemento (figura 6.a per il Portland; figura 6.b per la loppa), sono relative a diversi valori dell'esponente m come indicato in legenda. I dati di riferimento sono quelli riportati in tabella 4.

Tabella 4 - Dati di riferimento della figura 6

Parametro	Valori
Concentrazione superficiale C_s [%]	0.8%
Tempo di esposizione dopo 28 gg t_{28}	0.077 [anni]
D_{28} per cemento Portland	3.78 [cm ² /anno]
D_{28} per cemento d'altoforno	9.0 [cm ² /anno]
Tempo di esposizione	3 anni

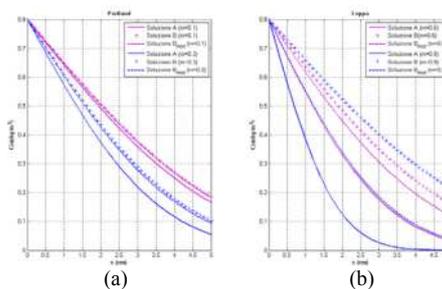


Figura 6 - Confronto tra profili di concentrazione per le tre soluzioni, al variare di m

Si può così osservare che la soluzione B modificata per integrazione corretta dell'equazione di Fick a partire dal tempo di riferimento fornisce risultati che si collocano a metà tra il profilo relativo al metodo A e al metodo B, nel caso di valori dell'esponente m alti (cemento di loppa). Si veda ad esempio, in figura 6.b la curva blu tratteggiata. Man mano che m diminuisce, sino a valori tipici del cemento Portland (figura 6.a), tale differenza tende a scomparire. Si veda ad esempio che la curva viola tratteggiata in figura 6.a. risulta praticamente coincidente con il profilo caratteristico della soluzione B.

3.3 Stima del tempo di vita utile

Si è definito in precedenza il tempo utile di servizio di un'opera come il tempo necessario affinché si raggiunga la concentrazione critica di cloruri C_{cr} sull'armatura metallica. Tutte le prescrizioni progettuali delle varie Normative sono orientate all'ottenimento di una vita utile della struttura di almeno 50 – 100 anni. Dalle considerazioni espresse si può affermare che la velocità con la quale avanza questo processo di degrado dipende dal grado di aggressività dell'ambiente e dalla qualità del calcestruzzo (a/c, tipo di cemento, spessore copriferro, ecc), che incidono rispettivamente sui valori di C_s , $D(t)$ ed m .

Nel seguito è mostrato l'andamento del tempo di innesco della corrosione in funzione della profondità di penetrazione x al variare di due diversi valori dell'esponente m per ciascun tipo di cemento (figura 7). Le stime proposte fanno riferimento alle sole soluzioni A e B modificata. Quest'ultima soluzione, come già osservato, permette infatti una migliore

comprensione del fenomeno fisico, mantenendo peraltro la caratteristica di incorporare matematicamente in modo corretto gli effetti del tempo come per la soluzione B.

Alcune considerazioni importanti possono essere tratte dall'osservazione dei grafici in figura 7.a e 7.b. I dati di riferimento sono riportati in tabella 5.

Innanzitutto, la rappresentazione cartesiana qui proposta può risultare di grande utilità in una fase progettuale o di verifica di massima, in quanto fornisce indicazioni dirette e di facile lettura sullo stato di avanzamento del fronte critico dei cloruri nell'elemento in cemento armato.

Ad esempio, seguendo la freccia in figura 7.a, si evince immediatamente che per garantire il servizio di un'opera in cemento Portland (vedere curve in magenta $m=0.3$) per un tempo pari a circa 30 anni, occorrerebbe uno spessore del copriferro pari ad almeno 5.8 cm, secondo le previsioni della soluzione A, mentre di quasi 7 cm in base alla stima del metodo B modificato. L'informazione ottenuta dalla lettura del grafico è quindi impiegabile in una fase preliminare di progetto.

Peraltro lo stesso abaco può essere letto in modo speculare ai fini di verifica, immaginando di voler prevedere il tempo di vita utile di una struttura avente un dato spessore del copriferro.

Si supponga ad esempio, di avere uno spessore pari a 5.5 cm, in un elemento strutturale in cemento Portland ($m=0.3$ – curve in magenta). Stando alle stime del metodo B modificato, la corrosione si innescherebbe dopo un tempo dell'ordine dei 15 anni mentre il metodo A prevederebbe una vita di 25 anni.

Il grafico 7.b, inerente il cemento tipo loppa, mostra ancora più chiaramente la già descritta differenza tra le due soluzioni. Particolarmente significativo risulta il caso di un elemento ($m=0.6$ – curve blu) avente un copriferro dello spessore di 5 cm. La previsione del metodo B modificato suggerisce un tempo di vita utile di 30 anni, mentre l'applicazione di un metodo convenzionale tipo A fornirebbe, nelle stesse condizioni strutturali e di esposizione, un tempo di gran lunga superiore ai 70 anni analizzati.

Tabella 5 - Dati di riferimento della figura 7

Parametro	Valori
Concentrazione superficiale C_s [%]	0.8%
Tempo di esposizione dopo 28 gg t_{28}	0.077 [anni]
Concentrazione critica di cloruri C_{cr} [%]	0.2%
D_{28} per cemento Portland	2.52 [cm ² /anno]
D_{28} per cemento d'altoforno	4.9 [cm ² /anno]

E' evidente ancora una volta la non conservatività delle stime ottenibili dall'applicazione di soluzioni convenzionali. La ragione di una tale differenza, sempre decisamente significativa su tipologie cementizie con un coefficiente di diffusività fortemente decrescente nel tempo mentre quasi trascurabile negli altri, deve essere ricercata proprio nell'errore analitico-concettuale commesso nella elaborazione dei modelli di penetrazione del tipo "A". In questo caso, infatti, la mera sostituzione di una legge temporale di diffusione nella soluzione non evolutiva o peggio l'inserimento di una costante di diffusione apparente ha l'effetto negativo di sottostimare gravemente la reale diffusività dei cloruri nella matrice cementizia e quindi di prevedere un tempo di innesco o di vita dell'opera molto più alto di quello che un modello più realistico (perché sviluppato

partendo da considerazioni fisiche e analitiche più corrette), è in grado di stimare.

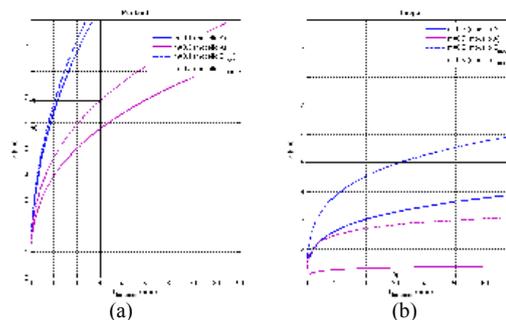


Figura 7 - Confronto tra tempi di vita utile in funzione della profondità del copriferro x per diversi valori dell'esponente m per cemento Portland (a) e per cemento d'Altoforno (b)

Il risultato permette inoltre di fare la seguente considerazione: nonostante il rispetto del valore da Normativa del copriferro in ambiente chimicamente aggressivo e la presenza di una concentrazione iniziale di cloruro considerata bassa, l'utilizzo del cemento Portland, in un ambiente soggetto all'attacco dei cloruri, non consente di ottenere valori della vita utile di servizio della struttura superiore a 50 anni.

4. CONCLUSIONI

La scelta del metodo risolutivo dell'equazione di diffusione in accordo alla legge di Fick condiziona fortemente la stima della concentrazione di cloruri penetrata e di conseguenza le decisioni progettuali legate al calcolo del tempo di vita utile delle strutture.

Considerando tale coefficiente costante nel tempo e pari alla media dei valori che esso assume durante il periodo di esposizione, è possibile individuare una soluzione a coefficienti costanti convenzionalmente adottato in letteratura e anche nel progetto Duracrete. Essa viene calcolata partendo da un valore del coefficiente di diffusione apparente D_a stimato attraverso la relazione che ne esplicita la dipendenza dal tempo. Tuttavia si è reso evidente che la semplice operazione di sostituzione dell'equazione di diffusività con il tempo nella soluzione dell'equazione di Fick integrata, senza considerare già in partenza il carattere evolutivo di questo coefficiente, non è matematicamente corretta per la stima rigorosa del tempo di vita utile. E' quindi opportuno considerare la soluzione ricavata sotto l'ipotesi di coefficiente di diffusione costante nel tempo come convenzionale o approssimata.

Una stima corretta del tempo di innesco, invece, prevede che l'equazione di Fick venga integrata, considerando la dipendenza dal tempo del coefficiente di diffusione D_a . In quest'altro caso, la soluzione ottenuta, senza un significativo aggravio computazionale e senza differire molto nella forma dalla formulazione convenzionale, incorpora correttamente gli effetti evolutivi della diffusività.

Alla luce di queste considerazioni, sono pertanto stati individuati due fondamentali approcci risolutivi:

Una soluzione approssimata, denominata soluzione A, ottenuta risolvendo l'equazione di Fick nell'ipotesi di costanza del coefficiente di diffusione.

Una soluzione più rigorosa, chiamata soluzione B e ricavata integrando l'equazione di Fick nell'ipotesi di coefficiente di diffusione variabile nel tempo.

Inoltre, gli autori della presente memoria hanno introdotto un'ulteriore modifica al metodo B, sostituendo nella soluzione convenzionale l'integrale della legge temporale di diffusione, esteso ad un tempo di esposizione che parte dal tempo di riferimento. L'introduzione di questa modifica è giustificata dalla circostanza per la quale non è ragionevole estendere i risultati dell'applicazione del modello di Fick all'intervallo di tempo $[0, t_{ref}]$, all'interno del quale le dinamiche diffusive non sono ancora ben comprese anche in ragione di una certa difficoltà che si riscontra nell'esecuzione di misure sperimentali attendibili.

La suddetta soluzione fornisce risultati che si collocano a metà tra il profilo relativo al metodo A e al metodo B, nel caso di valori dell'esponente m alti (cemento di loppa). Man mano che m diminuisce, sino a valori tipici del cemento Portland, tale differenza tende a scomparire.

L'analisi comparativa ha inoltre evidenziato un'elevata sensibilità del modello alle caratteristiche del cemento. In particolare, il confronto tra i risultati ottenuti con la soluzione A e con quella B mostra differenze trascurabili nel caso del cemento Portland e risultati del tempo di vita utile estremamente differenti per quanto riguarda cementi del tipo loppa d'altoforno, anche di diversi ordini di grandezza.

In altri termini, la mera sostituzione della legge temporale di diffusione nella soluzione ha l'effetto negativo di sottostimare gravemente la reale diffusività dei cloruri nella matrice cementizia e quindi di prevedere un tempo di innesco o di vita dell'opera, molto più alto di quello che un metodo più realistico, in quanto sviluppato partendo da considerazioni fisiche e analitiche più corrette, è in grado di stimare.

Concludendo, quindi, il tempo di vita di servizio di opere in c.a. soggette ad aggressione chimica da cloruri risulta in generale sovrastimato nell'ipotesi di applicazione di modelli convenzionali, mentre una previsione più realistica e tra l'altro più cautelativa può ottenersi adottando metodi di stima più rigorosi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Arup, H. 1993; The Study of Transportation Mechanisms Using Migration Experiments. Some Caveats and Ideas for Future Research. Presented at "Chloride Penetration into Concrete Structures", a Nordic Miniseminar in January 1993, Goteborg.
- [2] Bamforth, P. B. 1999, The derivation of input for modelling chloride ingress from eight-year UK coastal exposure trials, Magazine of Concrete Research, 51-n°2, pp.87-96.
- [3] Browne, R.D. 1982: Design prediction of the life for reinforced concrete in marine and other chloride environments. Durability of Building Materials. Elsevier Scientific Publishing Company. Amsterdam Holland. No. 1, pp. 113-125.
- [4] Cairns, J.; Law, D. 2003; Prediction of the ultimate state of degradation of concrete structures. Proceeding of ILCDES 2003, Kuopio, pp169-174, 2003.
- [5] Collepardi M. 1970, Marcialis A., Turriziani R.: The Kinetics of Chloride Ions Penetration in Concrete, Il cemento, Vol. 67, pp. 157-164.
- [6] Crank J. 1975, The Mathematics of Diffusion, 2d ed., Oxford Press, London.
- [7] DuraCrete 1998, Modelling of degradation, The European Union – Brite EuRam III, Project No. BE95-1347, Probabilistic performance based durability design of concrete structures, No. R 4-5, 1998.
- [8] DuraCrete 1999, Probabilistic Methods for Durability Design, Document BE95- 1347/R0, The European Union – Brite EuRam III, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, CUR, Gouda, 1999.
- [9] Duracrete 2000a, Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions, The European Union - Brite EuRam III, Project n. BE95-1347/R9, Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, 2000.
- [10] EN 1991-1 2002, Eurocode 1 : Basis of design and actions on structures - Part 1: Basis of design,
- [11] CEN (European Committee for Standardization), Brussels, 2002.
- [12] EN 206-1 2000, Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity; CEN, Brussels, 2000.
- [13] Enright M. P., Frangopol D. M., "Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion", Engineering Structures 20 (11), 960-971, 1998.
- [14] Ferreira, R.M. 2000; Avaliação dos ensaios de durabilidade do betão. Masters Thesis, Universidade do Minho, Guimarães, 246 pp.
- [15] Hoffman, P. C. Weyers, R. E. 1994. "Predicting critical chloride levels in concrete bridge decks", in G. I. Shuëller, M. Shinozuka, J. T. P. Yao editors. Structural safety & reliability, ICOSSAR '93 proceedings. Innsbruck: Balkema, 957-959.
- [16] Kirkpatrick, T. J. Weyers, R. E. Sprinkel, M. M. Anderson-Cook, C. M. 2002. "Impact of specification changes on chloride-induced corrosion service life of bridge decks", Cement Concrete Res 32 (8), 1189-1197.
- [17] Liu, Y., and Weyers R. E. 1997. "Predicting the Corrosion Rate of Steel in Chloride Contaminated Concrete," Paper for Fourth Canmet/ACI International Conference on Durability of Concrete, Sydney, Australia.
- [18] Luping T., Gulikers J., "On the mathematics of time-dependent apparent chloride diffusion coefficient in concrete", Cement and Concrete Research 37, 589-595, 2007.
- [19] Maage, M. Helland, S. Carlsen, J. Practical non-steady state chloride transport as a part of a model for predicting the initiation period, in: L.-O. Nilsson, J. Ollivier (Eds.), Chloride Penetration into Concrete, RILEM, pp. 398-406.
- [20] Maage, M. Helland, S. Poulsen, E. Vennesland, Ø. Carlsen, J.E. 1996. Service life prediction of existing concrete structures exposed to marine environment, ACI Mater. J. 93 (6) 602-608.
- [21] Mangat P.S., Molloy, B.T, 1994. "Prediction of long term chloride concentration in concrete", ACI Materials and Structures 27 338-346.
- [22] Mejlbro L., "The complete solution to Fick's second law

- of diffusion with time dependant diffusion coefficient and surface concentration. Proceeding of CEMENTA's workshop on Durability of Concrete in Saline Environments". Danderyd, Sweden, 1996.
- [23] Sandberg, P. 1995: Critical evaluation of factors affecting chloride initiated reinforcement corrosion in concrete. Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Sweden. Report TVBM-7088, pp.24-25.
- [24] Shin, C.B. and Kim, E. K. 2002. Modeling of chloride ion ingress in coastal concrete Cement and Concrete Research 32 757–762
- [25] Stanish K., Thomas M. 2003. The use of bulk diffusion tests to establish time-dependent concrete chloride diffusion coefficients, Cement and Concrete Research 33 55–62
- [26] Stewart M. G., Rosowsky D., "Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks", Structural Safety 20, 91-109, 1998.
- [27] Tang L., Nilsson L.-O., Chloride Diffusivity in High Strength Concrete at Different Ages, Nordic Concr. Res., Publication, vol. 11, pp. 162–171, 1992.
- [28] Thomas M.D.A., Bamforth P.B., Modelling chloride diffusion in concrete—effect of fly ash and slag, Cem. Concr. Compos. 29 487– 495, 1999.
- [29] Tuutti, K. 1982; Corrosion of Steel in Concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm. Report No. CBI Research FO 4:82. 1982b Tuutti, K.: Service life of structures with regard to corrosion of embedded steel. Performance of Concrete in Marine Environment, pp. 223-236.
- [30] Wallbank E. J., 1989. "The performance of concrete in bridges: a survey of 200 highway bridges", in Mansell & Partners editors, Department of Transport. London: HSMO.

RECYCLING E PREDICIBILITA'

Stefania Tomasiello

Responsabile R&S, INPES Prefabbricati S.p.A., Tito scalo (PZ)
Professore a contratto, DiSGG, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi della Basilicata, Potenza

SOMMARIO

Esistono in letteratura vari esempi di confortanti prove sperimentali circa l'uso congiunto di sottoprodotti industriali (ceneri volanti, fumi di silice) ed aggregati riciclati nella preparazione di calcestruzzi di adeguate caratteristiche meccaniche. Tuttavia, non esistono altrettanti esempi di innovativi strumenti computazionali che possano supportare la selezione delle proporzioni del mix, ovvero la scelta di componenti appropriati e delle relative quantità, con l'obiettivo di produrre un calcestruzzo con prestabilite caratteristiche meccaniche e secondo determinati criteri di economicità. Il presente lavoro illustra una prima applicazione di uno strumento, recentemente introdotto, che può fornire una risposta a tale problema.

SUMMARY

Literature offers several examples of suitable concrete mixes with fly ash or silica fume and recycled aggregates, but there are no examples of innovative computational schemes to predict the mechanical properties of the concrete with certain mix constituents. With regard to this issue, a first application of a relatively recent scheme is here presented.

1. INTRODUZIONE

La crescente attenzione per il tema della sostenibilità nell'arco degli ultimi due decenni, ha orientato le sperimentazioni verso il riutilizzo di sottoprodotti o scarti industriali e materiali riciclati, come testimoniato da un gran numero di pubblicazioni di cui solo alcune qui citate [1-6].

Nel contempo, il dilagante affermarsi di potenti tecniche computazionali ha anche spinto ad investigare la possibilità di supportare le sperimentazioni con strumenti diversi da quelli di laboratorio. In tal senso, esistono molti esempi in letteratura che propongono l'applicazione di reti neurali, ad integrazione e sostituzione delle prove di laboratorio. In particolare, le reti neurali sono state utilizzate per predire le caratteristiche meccaniche di calcestruzzi contenenti sottoprodotti o scarti industriali come ceneri volanti, fumo di silice e scoria di altoforno [7-9] o aggregati di riciclo congiuntamente con fumo di silice [10] o ancora aggregati di riciclo provenienti dalla frantumazione di manufatti in calcestruzzo cellulare autoclavato [11]. Le reti neurali, offrendo un approccio completamente diverso alla risoluzione del problema, hanno trovato numerosi campi di applicazione. Esse sono ispirate all'idea del cervello umano e quindi dell'apprendimento per esperienza. Sono composte da più unità di processo (neuroni) appartenenti a layer diversi (input, output, hidden); se ciascun layer è connesso solo al precedente, si parla di rete feedforward; a ciascuna connessione è associato un fattore moltiplicativo (peso) che modifica l'entità del segnale entrante.

Una potente alternativa alle reti neurali, sebbene poco nota, è rappresentata dalle reti funzionali. Le reti funzionali sono state introdotte da Castillo [12] e da Castillo et al. [13-15] e combinano la conoscenza dei dati alla conoscenza del dominio. A differenza delle reti neurali, la funzione associabile al singolo neurone può essere di qualsiasi tipo e non occorre stimare i pesi. Tali funzioni sono soggette a vincoli forti per garantire l'unicità della soluzione. Il processo di apprendimento è basato sul principio dei minimi quadrati della funzione errore. Esempi di applicazione riguardano le serie temporali, le tecniche di regressione, il CAD e le equazioni differenziali [15]. Pochi gli esempi inquadrabili nell'ingegneria strutturale [15-17]; altri sono rivolti alla approssimazione di funzioni [18-20] ed ai problemi di classificazione [21-22], come la classificazione delle rocce [22]. Al momento e alla migliore conoscenza dell'autore, non vi sono esempi di applicazione nell'ambito dei materiali, in particolare, per predire le caratteristiche meccaniche di calcestruzzi di una certa composizione. Il presente lavoro vuole fornire, attraverso una applicazione semplificata iniziale, una valutazione delle potenzialità delle reti funzionali rispetto al problema del mix design del calcestruzzo; una esposizione più estesa è proposta in [23].

Nella trattazione matematica che segue, a differenza degli autori citati, sarà utilizzata una forma compatta, in quanto ritenuta, a parere dell'autore, di maggiore intuitività.

2. LE RETI FUNZIONALI

2.1 Le funzioni ammissibili

Una rappresentazione di rete funzionale di tipo associativo e a variabile singola è mostrata nella Figura 1, dove a fronte di $n-1$ variabili in input x_1, x_2, \dots, x_{n-1} , vi è un'unica variabile di output x_n . Le funzioni f_1, f_2, \dots, f_n sono approximate ricorrendo ad una base ϕ_k di funzioni ammissibili

$$f_k(x_k) = \phi_k^T a_k \quad k = 1, 2, \dots, n \quad (1)$$

dove a_k è un vettore di coefficienti incogniti. La dimensione di tali vettori dipende dall'ordine di approssimazione prescelto. Non vi è alcuna restrizione nella scelta delle funzioni ammissibili.

Scegliendo una approssimazione polinomiale per la k -sima funzione $f_k(x_k)$, vale a dire una base di m monomi:

$$\phi_k^T = \{1, x_k, x_k^2, \dots, x_k^{m-1}\} \quad (2)$$

la (1) può anche essere riscritta come

$$f_k(x_k) = V_k^T d_k \quad k = 1, 2, \dots, n-1 \quad (3)$$

dove d_k è un vettore di m incognite e V_k è un vettore di m funzioni di forma, di ordine massimo $m-1$, ottenibili tramite le formule di interpolazione di Lagrange.

Grazie alle funzioni di input viene costruita la funzione $F(x_n)$

$$F(x_n) = \sum_{i=1}^{n-1} f_i(x_i) \quad (4)$$

da cui viene ricavato l'output cercato x_n , tenuto conto che per tale funzione vale l'approssimazione (1), cioè $F(x_n) = f_n(x_n)$.

In forma compatta, la (4) può essere scritta come

$$F(x_n) = \phi^T a \quad (5)$$

dove a e ϕ sono vettori di componenti gli $n-1$ sottovettori a_k e ϕ_k rispettivamente.

Per le reti funzionali a più variabili, si ammette che la funzione di output F sia separabile rispetto alle variabili; ad esempio, nel caso di rete funzionale a due variabili, la (4) si scrive come

$$F(x_n, y_n) = \sum_{i=1}^{n-1} f_i(x_i) g_i(y_i) \quad (6)$$

potendo approssimare le funzioni di input $f_i(x_i)$ e $g_i(y_i)$ in termini di funzioni ammissibili.

In forma compatta, la (6) può essere riscritta come

$$F(x_n, y_n) = \psi^T C^T \phi \quad (7)$$

dove i vettori ψ e ϕ hanno come componenti $n-1$ sottovettori ψ_k di p funzioni ammissibili nella variabile y_k e ϕ_k di m funzioni ammissibili nella variabile x_k , rispettivamente, mentre C è una matrice composta da $n-1$ sottomatrici di coefficienti incogniti, ciascuna di dimensioni $m \times p$.

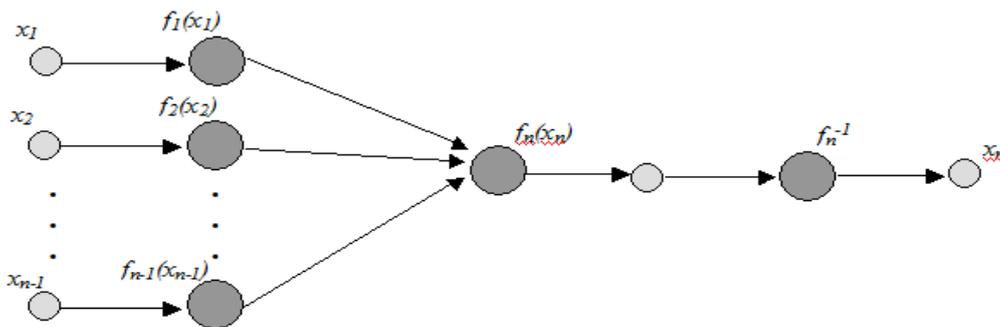


Figura 1 – Una rete funzionale a variabile singola

2.2 Il metodo di apprendimento

Per determinare i coefficienti ottimali occorre minimizzare la funzione errore

$$E = \mathbf{e}^T \mathbf{e} \quad (8)$$

dove il vettore \mathbf{e} ha dimensione pari al numero di dati N_d con cui viene istruita la rete. Con riferimento al caso di singola variabile, il termine j -simo di tale vettore è dato da

$$e_j = \phi_j^T \mathbf{a} - \phi_{ij}^T \mathbf{a}_n = \bar{\phi}_j^T \bar{\mathbf{a}} \quad (9)$$

avendo indicato con $\bar{\phi}_j$ e $\bar{\mathbf{a}}$ i vettori di n componenti, dati rispettivamente dai primi $n-1$ sottovettori di ϕ_j e dal sottovettore $-\phi_{nj}$ e dagli n sottovettori \mathbf{a}_k , con $k = 1, 2, \dots, n$.

Pertanto, risulta

$$E = \mathbf{a}^T \sum_{j=1}^{N_d} \phi_j \phi_j^T \mathbf{a} = \mathbf{a}^T \mathbf{B} \mathbf{a} \quad (10)$$

dove \mathbf{B} è una matrice di $n \times n$ elementi dati dalle sottomatrici

$$\mathbf{B}_{ij} = \bar{\phi}_i \bar{\phi}_j^T \quad i, j = 1, 2, \dots, n \quad (11)$$

Si impone l'unicità della soluzione, assumendo dei valori iniziali x_{k0} ed in corrispondenza di essi i valori α_k delle funzioni di input

$$f_k(x_{k0}) = \phi_{k0}^T \mathbf{a}_k = \alpha_k \quad k = 1, 2, \dots, n \quad (12)$$

che in forma matriciale compatta può scriversi come

$$\mathbf{a}^T \phi_0 - \boldsymbol{\alpha}^T = 0 \quad (13)$$

dove ϕ_0 è una matrice i cui unici elementi non nulli sono quelli appartenenti alla diagonale, dati dai vettori ϕ_{k0} con $k = 1, 2, \dots, n$.

Utilizzando la tecnica dei moltiplicatori di Lagrange, si introduce la funzione

$$S = E + \mathbf{a}^T \phi_0 \boldsymbol{\lambda} - \boldsymbol{\lambda}^T \boldsymbol{\alpha} \quad (14)$$

che minimizzata porta al sistema

$$\begin{pmatrix} 2\mathbf{B} & \phi_0 \\ \phi_0^T & \mathbf{0} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{a} \\ \boldsymbol{\lambda} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ \boldsymbol{\alpha} \end{pmatrix} \quad (15)$$

o in forma compatta

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{b} \quad (16)$$

Risolvendo il sistema (16) rispetto alle incognite \mathbf{u} e grazie alla (5), è possibile ricavare l'output cercato x_n .

3. SIMULAZIONI NUMERICHE

3.1 La definizione del problema e i dati

Il presente studio si colloca all'interno di una campagna sperimentale condotta alla INPES Prefabbricati S.p.A., finalizzata alla individuazione di soluzioni sostenibili nel mix design del calcestruzzo. In particolare, si è fissata l'attenzione sull'impiego di sottoprodotti industriali come le ceneri volanti e aggregati riciclati provenienti dalla frantumazione degli scarti di produzione (sebbene questi ultimi siano limitati in media al 20% circa della produzione totale), con l'obiettivo di raggiungere una resistenza a compressione a breve termine (17-20 ore) compresa almeno tra 25 e 30 MPa (valori riferiti alla produzione di elementi ad armatura lenta).

La Tabella 1 riproduce alcuni valori sperimentali normalizzati ciascuno rispetto ad un intervallo $[0, \text{valore}_{max}]$; ad esempio, per la resistenza a 20 ore: $\text{valore}_{max} = 31$ MPa.

I valori sperimentali sono riferiti a prove di laboratorio eseguite in condizioni omogenee e adeguate rispetto alla temperatura.

I dati riportati in Tabella 1 sono stati utilizzati per istruire una prima semplice rete funzionale a variabile singola che restituisce in output la resistenza a compressione a 20 ore (x_8), con 7 variabili di input: il rapporto acqua/cemento (x_1), i quantitativi di acqua (x_2), sabbia (x_3), aggregato grosso naturale (x_4) con $d_{max} = 16$ mm, aggregato grosso di riciclo (x_5) con $d_{max} = 16$ mm, filler calcareo (x_6), ceneri volanti (x_7). Il cemento utilizzato è di tipo CEM I 52.5 R. L'additivo è stato fissato secondo una certa percentuale del legante.

Il quantitativo di inerte riciclato cui si fa riferimento in Tabella 1 raggiunge al massimo l'8%, quindi una percentuale lievemente superiore al limite del 5% fissato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. 23/09/2005).

3.2 Risultati numerici e discussione

Si assume una funzione di output lineare per tutti i casi di seguito esaminati; una scelta differente non produce un miglioramento dei risultati.

Tabella 1 – Alcuni dati sperimentali normalizzati

x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8
0.81	0.94	0.56	0.94	1	0	0	0.67
1	0.88	0.85	0.29	0	0.22	0	0.67
0.87	1	1	0.73	0.97	0	0	0.67
0.81	0.91	0.66	0.87	0	0.3	1	0.67
0.89	1	0.9	0.75	0	0	1	0.7
1	0.88	0.78	0.91	0	0	0	0.7
0.85	1	0.91	0.78	0	0	0	0.77
0.85	0.88	0.64	0.97	0	0	0	0.77
0.85	0.88	0.74	0.89	0	0.22	0	0.8
0.72	0.91	0.61	0.9	1	0.3	0	0.8
0.74	0.88	0.59	0.93	0	0.3	0	0.87
0.74	0.88	0.47	1	0	0	0	0.9
0.74	0.97	0.49	0.92	0	0.48	0	0.93
0.74	0.84	0.44	0.97	0	1	0	1

Sono state assunte le seguenti basi:

- caso F1

$$\phi_k^T = \{1, x_k\} \quad k = 1, 2, \dots, 7$$

- caso F2

$$\phi_k^T = \{x_k, x_k^2\} \quad k = 1, 2, \dots, 7$$

- caso F3

$$\phi_k^T = \{Exp(x_k), Exp(2 x_k)\} \quad k = 1, 2, \dots, 7$$

- caso F4

$$\phi_k^T = \{Cos(\pi x_k), Cos(2 \pi x_k)\} \quad k = 1, 2, \dots, 7$$

La Tabella 2 mostra gli scarti tra valore esatto e valore approssimato, nonché la radice dell'errore quadratico medio (RSME), per i casi sopra elencati dopo 1 iterazione e per una rete neurale, con 7 nodi per l'input layer, 10 nodi per l'hidden layer e 1 nodo per l'output layer e gli stessi parametri illustrati in [24], dopo 10 iterazioni (N10) e 40 iterazioni (N40).

Tabella 2 – Gli errori numerici

	N10	N40	F1	F2	F3	F4
	-0,194	-0,092	-0,017	-0,045	-0,044	-0,014
	-0,178	-0,093	-0,026	-0,028	-0,043	0,037
	-0,205	-0,083	0,026	0,015	0,026	-0,027
	-0,158	-0,059	-0,136	-0,036	-0,084	-0,024
	-0,129	-0,021	0,024	0,036	0,022	0,027
	-0,136	-0,064	0,202	0,082	0,138	-0,038
	-0,065	0,006	-0,019	-0,068	-0,056	-0,013
	-0,061	0,001	0,033	-0,010	0,022	-0,003
	-0,038	0,030	0,022	0,019	0,017	0,026
	-0,071	0,034	-0,076	0,031	-0,003	0,042
	0,036	0,095	-0,092	-0,015	-0,029	0,002
	0,075	0,127	-0,017	0,025	0,046	0,035
	0,099	0,150	-0,053	-0,001	-0,053	-0,010
	0,158	0,211	-0,014	-0,060	-0,101	-0,038
RMSE	0,016	0,009	0,020	0,011	0,016	0,007

Come si può osservare, i risultati migliori sono ottenibili con la base F4, con cui si giunge a

$$x_8 = 0.89238 + 1.43956 \cos(\pi x_1) + 0.413333 \cos(2 \pi x_1) - 0.104591 \cos(\pi x_2) - 0.0636889 \cos(2 \pi x_2) + 0.0983364 \cos(\pi x_3) - 0.0485111 \cos(2 \pi x_3) - 0.227632 \cos(\pi x_4) - 0.246725 \cos(2 \pi x_4) + 0.0649659 \cos(\pi x_5) - 0.0710035 \cos(2 \pi x_5) - 0.0778502 \cos(\pi x_6) + 0.00352969 \cos(2 \pi x_6) + 0.0741285 \cos(\pi x_7) + 0.902032 \cos(2 \pi x_7)$$

Dopo 30 iterazioni, con la base F4, è possibile portare l'RMSE dall'ordine di 10^{-3} a 10^{-5} .

4. CONCLUSIONI

Si è illustrato uno strumento di semplice implementazione, poco noto e di grandi potenzialità rispetto alle tradizionali reti neurali, in grado di predire con un buon ordine di approssimazione la resistenza a compressione a breve termine di calcestruzzi con una certa composizione.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia la Direzione, nonché lo staff del Laboratorio R&S della INPES Prefabbricati S.p.A. ed in particolare il Direttore Tecnico, Ing. Felice Pomponio, per le stimolanti conversazioni sulle prove sperimentali ed il comportamento dei calcestruzzi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BELZ G., CARAMUSCIO P., INTINI G., LIBERTI L., MARTI C., NOTARNICOLA M. (2004), Reuse of micronized fly ashes in high strength cement conglomerates, International Conference on Waste Management and the Environment II, Rhodes, GREECE, 337-345
- [2] DINELLI G., BELZ G., MAJORANA C.E., SCHREFLER B.A. (1996) Experimental investigation on the use of fly ash for lightweight precast structural elements, *Materials and Structures*, 29 (10)
- [3] CORINALDESI V., MORICONI G. (2002), I materiali inerti da demolizioni nelle malte e nei calcestruzzi: nuove prospettive, *Recycling, demolizioni & riciclaggio*, 2, 95-99
- [4] DESAI S.B. (1998), Sustainable development and recycling of concrete aggregate, *Proceedings of the International Symposium on Sustainable Construction: Use of Recycled Aggregate Concrete*, London, UK, 381-388.
- [5] D'ANDREA A. (1999), Inerti di riciclo: caratteristiche, campi di impiego, *Il riciclaggio dei rifiuti inerti in edilizia – Atti del convegno nazionale*, 81 – 103
- [6] HANSEN T.C. (1986), Recycled Aggregates and Recycled-Aggregate Concrete. Second state-of-the-art report, developments 1945-1985, RILEM Technical Committee 37-DRC (Demolition and Recycling of Concrete), *Materials and Structures*, 19(111), 201-246,
- [7] M. PALA, E. ÖZBAY, A. ÖZTAS, M. I. YUCE (2007) Appraisal of long-term effects of fly ash and silica fume on compressive strength of concrete by neural networks, *Construction and Building Materials*, 21(2), 384-394
- [8] M. SARIDEMIR, Đ. BEKIR TOPCU, F.OZCAN, M. HAKAN SEVERCAN (2009), Prediction of long-term effects of GGBFS on compressive strength of concrete by artificial neural networks and fuzzy logic, *Construction and Building Materials*, 23(3), 1279-1286
- [9] Đ. BEKIR TOPCU, M. SARIDEMIR (2008), Prediction of compressive strength of concrete containing fly ash using artificial neural networks and fuzzy logic, *Computational Materials Science*, 41(3), 305-311
- [10] Đ. BEKIR TOPCU, M. SARIDEMIR (2008), Prediction of mechanical properties of recycled aggregate concretes containing silica fume using artificial neural networks and fuzzy logic, *Computational Materials Science*, 42(1), 74-82
- [11] Đ. BEKIR TOPCU, M. SARIDEMIR (2007), Prediction

- of properties of waste AAC aggregate concrete using artificial neural network, *Computational Materials Science*, 41(1), 117-125
- [12] E. CASTILLO (1998), Functional networks, *Neural Processing Letters*, 7, 151-159
- [13] CASTILLO E., COBO A., GOMEZ-NESTERKIN R., HADI A. S. (2000), A general framework for functional networks, *Networks*, 35(1), 70-82
- [14] CASTILLO E., GUTIERREZ JM, COBO A, CASTILLO C. (2000), A minimax method for learning functional networks, *Neural Processing Letters*, 11(1), 39-49
- [15] E. CASTILLO, A. COBO, J.M. GUTIÉRREZ, R.E. PRUNEDA (1999), An introduction to functional networks with applications, Kluwer Academic Publishers
- [16] S. RAJASEKARAN (2004), Functional Networks in Structural Engineering, *Journal of Computing in Civil Engineering*, 18(2), 172-181
- [17] A. ALONSO-BETANZOS, E. CASTILLO, O. FONTENLA-ROMERO, N. SANCHEZ-MARONO (2004), Shear Strength Prediction using Dimensional Analysis and Functional Networks Bruges (Belgium), 251-256
- [18] YONG-QUAN ZHOU AND LI-CHENG JIAO (2006), One-variable Interpolation Function Based on Functional Networks, *International Journal of Information Technology*, 12(2)
- [19] A. IGLESIAS, G. ECHEVARRÍA, A. GÁLVEZ (2004), Functional networks for B-spline surface reconstruction, *Future Generation Computer Systems*, Special issue: Computer graphics and geometric modeling, 20(8), 1337-1353
- [20] C. SOLARES, E. W. VIEIRA, R. MINGUEZ (2006), Functional Networks and the Lagrange Polynomial Interpolation, *IDEAL 2006*, 394-401
- [21] Y. Q. ZHOU, D. X. HE, Z. NONG (2005), Application of Functional Network to Solve Classification Problems, *Proceedings of World Academy of Science, Engineering And Technology*, 7, 390-393
- [22] V. K. DAVID, S. RAJASEKARAN (2008), Pattern Recognition Using Neural and Functional Networks, *Studies in Computational Intelligence*, Volume 160, Springer
- [23] S. TOMASIELLO (2009), A functional network to predict the compressive strength of concrete, to be submitted
- [24] S. TOMASIELLO (2004), An application of neural networks to a non-linear dynamics problem, *Journal of Sound and Vibration*, 272, 461-467

IL RECUPERO ED IL RIUSO DELLE AGGIUNTE MINERALI PER MIGLIORARE LA VITA UTILE DELLE STRUTTURE: UN APPROCCIO MODULARE ALL'LCC (LIFE CYCLE COST)

Michele Valente¹, Marco Bressan², Alessandro Pasqualini², Felice Liberatore³, Ennio Strazzer⁴

1 G.A. *General Admixtures S.p.A.*

2 Divisione Ingegneria G.A. *General Admixtures S.p.A.*

3 Ingegnere Civile, libero professionista – Vasto (CH)

4 Responsabile del Servizio Tecnologico *General Beton Triveneta S.p.A.*

SOMMARIO

I requisiti di sostenibilità dello sviluppo economico richiedono la corretta armonia fra i tre parametri che caratterizzano un materiale: "resistenza", "durabilità" e "contenuto energetico". Il presente lavoro si prefigge di mostrare che è possibile progettare e realizzare un calcestruzzo che soddisfi questi tre parametri. Viene condotta una sperimentazione sia in laboratorio che in cantiere nella quale vengono esaminati i risultati tecnici ed economici ottenuti mediante l'utilizzo di particolari aggiunte minerali (recuperate e trattate) a comportamento pozzolanico quali la cenere volante e la cenere volante beneficiata (MICROPOZZ 10). Una serie di prove sperimentali è dedicata allo studio dell'effetto sinergico che può essere realizzato utilizzando tali aggiunte in combinazione con altri componenti che inibiscono la corrosione delle armature ed impermeabilizzano il calcestruzzo all'acqua e, più in generale, agli agenti aggressivi. Ne deriva un approccio modulare alla sostenibilità ("resistenza", "durabilità" e "contenuto energetico") che è messa in relazione all' LCC della struttura.

SUMMARY

The requirements of sustainable economic development demands the proper harmony between the three parameters that characterize a material, "resistance", "durability" and "energy". The present work shows that it is possible to design and produce a concrete that optimizes these three parameters. Laboratory and field tests have been conducted with concrete containing mineral additions with high pozzolanic behavior such as fly ash and beneficiated fly ash (MICROPOZZ 10) and specific chemical admixtures. The technical and economic results are reported and discussed. A series of tests was devoted to the study of the synergy that can be achieved using fly ash concrete in combination with a corrosion inhibitor to prevent corrosion of the reinforcing steel and concrete permeability to water and aggressive agents. A Modular Approach to Sustainability is proposed in relation to LCC (Life Cycle Cost) of the structures.

1. INTRODUZIONE

Con l'entrata in vigore delle nuove norme tecniche per le costruzioni [1] è indispensabile sempre far riferimento, per qualsiasi tipo di struttura, al concetto di vita utile o *vita nominale*.

Essa viene definita come il numero di anni nel quale la struttura, soggetta alla normale manutenzione ordinaria, riesce a garantire quegli standard di sicurezza, affidabilità e funzionalità con i quali tale struttura è nata.

Tale grandezza, da considerare ormai a tutti gli effetti un vero e proprio parametro di progetto, è funzione dell'importanza dell'opera e della sua destinazione d'uso.

Per garantire tali valori di vita utile sarà necessario progettare adeguatamente la *durabilità* della struttura, cioè la sua capacità di resistere agli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico-fisico degli agenti esterni.

A tale scopo, in fase di progetto, definita la vita utile a cui

bisogna pervenire e le condizioni ambientali del sito ove sorgerà l'opera, si dovranno stabilire la qualità del calcestruzzo da utilizzare, lo spessore dei copriferri ed, eventualmente, valutare la necessità di utilizzare particolari prodotti a protezione delle strutture.

È chiaro però che nella definizione e stesura di un qualsiasi progetto non si può prescindere dalla sua incidenza economica.

Quando si pone un problema di tipo ingegneristico, esistono spesso molte soluzioni diverse fra loro che risolvono tale problema.

In questo caso particolare il problema è realizzare una determinata struttura che garantisca sicurezza e funzionalità per un determinato periodo di tempo.

È proprio a questo punto della fase progettuale che entrano in gioco le considerazioni di tipo economico.

Come riportato dalle recenti norme tecniche, "...Le opere

e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentire la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto.....”.

2. LCC DI UNA STRUTTURA IN RELAZIONE ALLA SUA VITA UTILE DI ESERCIZIO

Per LCC, Life Cycle Cost, si intende una procedura di analisi di tipo economico che utilizza dati di input ingegneristico al fine di comparare diverse alternative progettuali e scegliere, fra queste, quella che minimizza il costo della vita di ciclo.

Il risultato di una analisi di tipo LCC, generalmente noto come *costo attuale* di una struttura, rappresenta la somma, attualizzata ad oggi, di tutti i costi, attuali e futuri, che dovranno essere sostenuti durante la sua vita.

Le procedure di LCC sono attualmente molto utilizzate nell'ambito del progetto di tutte le grandi opere in quanto queste ultime comportano sempre impegni economici di rilevante spessore.

Tuttavia, proprio per garantire la sostenibilità economica di cui si parla nelle norme appare sempre più evidente la necessità di estendere tale tipo di valutazione anche alle strutture ordinarie.

In Figura 1 è riportata una schematizzazione qualitativa della distribuzione nel tempo di quelli che sono costi/ricavi generali che ricorrono in tutte le tipologie di strutture.

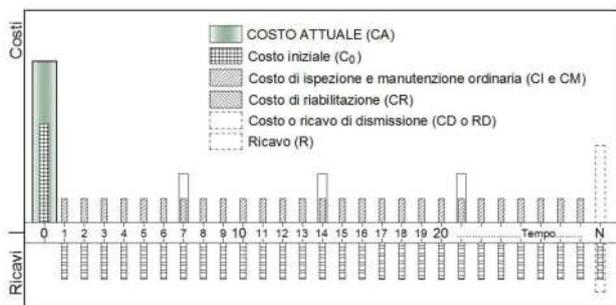


Figura 1 – Schema qualitativo della distribuzione nel tempo dei costi/ricavi di una generica struttura

Un aspetto non riportato nella Figura 1 ma che soprattutto nel periodo storico nel quale viviamo sta diventando sempre più importante ed imprescindibile è la considerazione dei cosiddetti *costi ambientali* (C_{amb}).

Investire in prodotti ed in processi a minor impatto ambientale o con prestazioni ambientali superiori consentirà non solo di rispettare requisiti legislativi sempre più stringenti, ma anche di produrre notevoli risparmi attraverso elevate efficienze operative.

Il costo attuale di una qualsiasi opera può essere generalmente definito dalla espressione (1):

$$CA = C_0 + \sum_{t=0}^N \frac{CI + CM + CR + C_{amb}}{(1+i)^t} \quad (1)$$

La grandezza C_0 rappresenta il costo iniziale, in particolare il costo dei materiali e di realizzazione, mentre le

quantità CI , CM , CR e C_{amb} sono, rispettivamente, i costi di ispezione periodica, di manutenzione ordinaria, di riabilitazione (manutenzione straordinaria) e costi ambientali.

Per quanto riguarda i , esso rappresenta il tasso di interesse e la sua valutazione è di estrema importanza al momento del calcolo vero e proprio di CA .

Come si può notare, la somma dei costi è estesa ad un periodo di tempo che va dal momento della costruzione dell'opera all'istante N che generalmente rappresenta la vita utile della struttura.

Nell'espressione (1) non sono stati considerati i ricavi, che sarebbero dovuti entrare nell'equazione come termini negativi.

In effetti quando si considera una procedura LCC, si confrontano più soluzioni tecniche che determinano una stessa vita utile della struttura, pertanto i ricavi essendo gli stessi per le varie soluzioni, non influenzano il risultato.

Tuttavia, qualora due soluzioni tecniche dessero luogo a vite utili diverse (ad esempio la stessa struttura realizzata, in presenza di cloruri, con e senza cenere volante), allora quella che avrà vita utile maggiore (probabilmente quella con cenere volante) a parità di costi iniziali avrà un valore di CA inferiore perché potrà usufruire di ricavi per un tempo maggiore.

La quantificazione dei costi ambientali pur essendo di non semplice determinazione è legata, ad esempio, all'impatto ambientale che ha la produzione dei materiali utilizzati per la costruzione dell'opera (si pensi alla riduzione dell'emissione di anidride carbonica nell'atmosfera a seguito della sostituzione nelle miscele di calcestruzzo di parte del cemento con cenere volante).

Un altro esempio di costo ambientale potrebbe essere quello dei metalli pesanti naturalmente rilasciati dai materiali da costruzione nell'ambiente: un calcestruzzo contenente cenere volante in parziale sostituzione del cemento Portland tende a ridurre tali emissioni [2].

Il risultato finale di una procedura di analisi dell'LCC si concretizza nella realizzazione dell'opera mediante la scelta progettuale che minimizza il valore CA e quindi riduce al massimo tutti i costi che tale realizzazione comporta.

È evidente come il valore attuale di una struttura sia fortemente collegato alla sua durabilità in quanto, maggiore durabilità significa, in generale, riduzione dei costi durante la vita utile dell'opera.

Infatti, una struttura più durevole potrà essere soggetta ad un programma di ispezioni molto più limitato di una che risulta potenzialmente più aggredibile dall'ambiente esterno.

Contemporaneamente, anche la manutenzione ordinaria potrà essere meno impegnativa.

Per poter comparare fra loro più scelte progettuali sulla base del risultato di una analisi LCC è spesso più conveniente far riferimento ad una annualità costante piuttosto che al valore attuale; questo soprattutto quando si comparano fra loro scelte tecniche riferite a diverse vite utili.

Il valore della annualità costante relativa ad un determinato valore attuale viene calcolato facilmente applicando l'equazione (2):

$$a = CA \cdot \frac{r}{1 - (1+r)^{-N}} \quad (2)$$

Pertanto, una scelta progettuale più conveniente sarà caratterizzata da una *rata* annua inferiore.

Appare evidente come anche una ipotesi progettuale che preveda costi iniziali maggiori (C_0) possa determinare, nel caso garantisca maggiore durabilità, un valore di CA o, in modo del tutto equivalente, di a inferiore rispetto ad una ipotesi progettuale che prevede costi iniziali inferiori ma che poi, durante la vita utile della struttura, comporti notevoli spese di manutenzione e ripristino.

Si vuole far vedere, nel proseguo della memoria, come il solo utilizzo di un materiale pozzolanico quale la cenere volante, ed in particolare della cenere volante beneficiata MICRO POZZ 10, possa garantire un notevole incremento di durabilità di una struttura con conseguente diminuzione del suo valore CA.

Questo, sia nel caso di utilizzo della cenere volante in parziale sostituzione del cemento (in questo caso, ovviamente, si avrà già una riduzione del costo iniziale C_0) che in aggiunta al cemento; in quest'ultimo caso, infatti, il maggiore costo iniziale è compensato dal notevole incremento di durabilità e, conseguentemente, della vita utile di esercizio.

Nel contempo verrà messo in luce il notevole effetto sinergico che può essere conseguito, affiancando alla cenere volante beneficiata altri prodotti specifici per la protezione delle strutture e l'incremento della loro vita utile (in particolare, in questa memoria si fa riferimento a tre tipologie di prodotti: inibitori di corrosione, agenti idrofobizzanti e trattamenti superficiali).

In quest'ultimo caso, facendo una analisi di LCC, si ottengono valori di C_0 superiori rispetto al caso di utilizzo di calcestruzzi ordinari, in quanto vi sono maggiori costi iniziali dovuti all'acquisto dei prodotti protettivi di cui sopra, ma il risultato finale a cui si perviene, in termini di CA è, in generale, quello di una riduzione del costo del ciclo di vita.

Per poter comprendere appieno il ruolo svolto dalla cenere volante beneficiata e da alcuni prodotti protettivi, di cui si parlerà più avanti, sulla durabilità di una struttura in conglomerato cementizio armato, è opportuno riassumere brevemente i principali meccanismi di degrado di tale materiale.

Saranno così chiari i principali parametri coinvolti in tali meccanismi e l'azione svolta su tali parametri dalla cenere volante e dai materiali protettivi sopra specificati.

3. PRINCIPALI MECCANISMI DI DEGRADO DEL CALCESTRUZZO ARMATO

I fenomeni di degrado che interessano il calcestruzzo armato possono distinguersi in due gruppi fondamentali, a seconda che essi riguardino le armature o il conglomerato cementizio.

Nel primo caso il degrado si manifesta attraverso la corrosione delle barre di armatura con conseguente espulsione del copriferro e, cosa ben più grave, con riduzione della loro sezione resistente.

Nel secondo caso invece, il degrado può essere di tipo fisico (variazioni termiche naturali come i cicli di gelo-disgelo o dovute a gradienti termici nel caso di getti massivi), meccanico (abrasione, urto, ecc.), chimico (attacco solfatico, reazioni alcali aggregato, ecc.).

Per quanto riguarda specificatamente la corrosione delle armature, le cause principali sono la carbonatazione del calcestruzzo e l'attacco da cloruri.

3.1 Corrosione delle armature

All'interno di ambienti basici ($\text{pH} > 11,5$) ed in assenza di cloruri, le barre di armatura si trovano in una condizione nota come *passività*.

Tale condizione vede le armature ricoperte da un sottilissimo film di ossido (dello spessore di pochi strati molecolari) che riducono praticamente a zero la velocità di corrosione.

In questa situazione, gli agenti esterni responsabili dell'ossidazione (acqua ed ossigeno) anche se raggiungono le barre di armatura non riescono a corroderle.

I fenomeni di corrosione possono innescarsi solo dopo che questo strato passivante viene distrutto (fenomeno di depassivazione) dal fenomeno della carbonatazione o dalla penetrazione di cloruri.

In generale, nella vita delle strutture in calcestruzzo armato si possono distinguere due fasi principali della corrosione delle armature: la fase di innesco e la fase di propagazione.

Nella prima si assiste alla distruzione dello strato passivante mentre nella seconda avviene la corrosione vera e propria.

In Figura 2 si riporta il modello proposto da Tuutti per descrivere il processo di corrosione delle armature in una struttura di calcestruzzo armato.

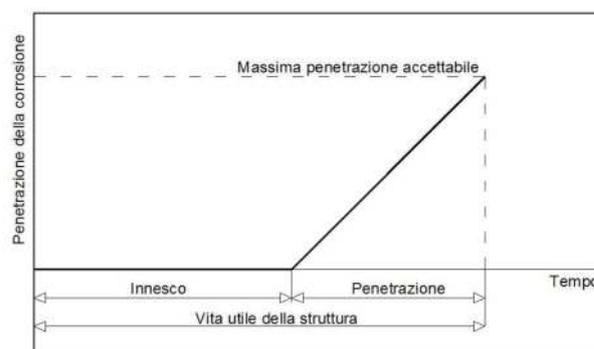


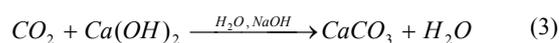
Figura 2 – Modello di Tuutti

Si può notare come durante la fase di innesco non vi sia alcuna corrosione grazie alla presenza del film passivante.

Il tempo di innesco, cioè il tempo necessario perché termini la fase di innesco e cominci la corrosione, dipende dal tipo di fenomeno che determina tale innesco.

I principali sono la carbonatazione ed i cloruri.

La carbonatazione non è altro che la reazione chimica che avviene tra l'idrossido di calcio presente nella struttura interna del calcestruzzo e l'anidride carbonica che penetra nel calcestruzzo (3).



Il progressivo consumo di $\text{Ca}(\text{OH})_2$ determina un abbassamento del valore del pH nel calcestruzzo carbonatato.

Quando il valore di pH scende sotto il valore di circa 11,5 non ci sono più le condizioni che hanno portato alla formazione del film passivante.

La reazione di carbonatazione inizia sulla superficie esterna del calcestruzzo e man mano raggiunge le regioni più interne.

L'andamento della penetrazione della carbonatazione nel tempo segue una legge del tipo:

$$x = K \cdot \sqrt{t} \quad (4)$$

dove x è lo spessore dello strato carbonatato, t il tempo (generalmente espresso in anni) e K una costante che esprime la velocità con cui avanza la carbonatazione e dipende sia da fattori ambientali (umidità, temperatura,...) che da fattori legati al calcestruzzo.

Di questi ultimi il più importante è la *porosità*: tanto più un calcestruzzo è poroso tanto più facilmente l'anidride carbonica riuscirà a penetrare.

Pertanto, nel caso di carbonatazione, la fase di innesco finirà quando il valore x dell'espressione (4) risulta essere pari al valore del copriferro.

Riguardo invece alla penetrazione dei cloruri, anche in questo caso essi provengono dall'esterno e man mano penetrano verso l'interno del calcestruzzo.

Quando sulla superficie delle armature viene raggiunto un certo tenore di cloruri (*contenuto critico*) il film passivante viene localmente distrutto e prende avvio la corrosione.

È da notare che, a differenza della corrosione da carbonatazione che avviene in modo generalizzato su tutta l'armatura metallica, la corrosione da cloruri è di tipo localizzato con attacchi penetranti.

Per descrivere la penetrazione nel tempo dei cloruri nel calcestruzzo si può far uso della espressione (5) che, come si può osservare, ha una forma molto simile alla (4).

$$x = 4 \cdot \sqrt{D \cdot t} \quad (5)$$

dove x e t assumono lo stesso significato visto per la (4) mentre D è il coefficiente di diffusione ed il suo valore dipende dal rapporto a/c e dal tipo di cemento.

Terminata la fase di innesco, il film passivante viene distrutto e, in presenza di acqua ed ossigeno la corrosione può incominciare ed avanzare con una velocità (rappresentata dalla pendenza della retta nel diagramma di Tutti) che dipende da vari fattori.

La corrosione non è altro che una reazione di natura elettrochimica, cioè una reazione che per poter avvenire necessita di uno spostamento di elettroni all'interno del calcestruzzo.

Per questo motivo uno dei parametri fondamentali, e forse il principale, che regolano la velocità di corrosione è la resistività elettrica del calcestruzzo cioè la sua attitudine ad opporre resistenza al passaggio delle cariche elettriche.

A sua volta la resistività di un calcestruzzo dipende dal valore dell'umidità contenuta al suo interno: all'aumentare del contenuto di acqua il valore della resistività diminuisce.

Come conseguenza di ciò la corrosione non può avvenire quando il calcestruzzo è completamente secco (il processo elettrolitico è impedito) mentre all'aumentare del contenuto di acqua la velocità di corrosione aumenta fino a divenire massima per condizioni di umidità prossima a saturazione.

In definitiva, il contenuto di acqua, una volta superato il valore minimo che consente alla reazione elettrochimica di

avvenire, influenza la velocità di corrosione fino ad un certo valore aumentando la conducibilità elettrica, ma oltre un certo valore i pori del calcestruzzo si saturano e l'ossigeno non arriva più alle armature per alimentare la corrosione.

3.2 Degradamento del conglomerato cementizio

I fenomeni di degrado che riguardano principalmente il calcestruzzo sono essenzialmente:

- l'attacco solfatico;
- la reazione alcali-silice;
- il dilavamento da parte delle acque acide;
- la microfessurazione di origine igrometrica e termica;
- fessurazioni dovute a cicli di gelo-disgelo.

L'attacco solfatico è il risultato della interazione tra lo ione solfato SO_4^{2-} e la matrice cementizia.

Sia che lo ione solfato provenga dall'ambiente esterno (terreno, acqua), sia che provenga da aggregati inquinati da gesso o anidrite, la sua azione sul calcestruzzo è devastante.

Il degrado si manifesta inizialmente con rigonfiamenti e fessurazioni e prosegue con un processo di *decalcificazione* dei silicati idrati di calcio (C-S-H) che portano a notevoli riduzioni delle prestazioni meccaniche del conglomerato.

In particolari condizioni climatiche (temperatura inferiore a 10°C ed U.R. maggiore del 95%) l'attacco solfatico si concretizza nella formazione di thaumasite e rappresenta la forma più devastante che si possa avere di attacco chimico in quanto determina la totale disgregazione del calcestruzzo.

La reazione alcali-silice può avvenire quando gli aggregati contengono forme di silice amorfe.

In questo caso, infatti, in presenza di acqua, questa silice reagisce con gli alcali (sodio e potassio) contenuti nel cemento portando a rigonfiamenti e fessurazioni.

In questo caso è evidente che il contenuto di cemento svolge un ruolo essenziale in quanto al crescere del suo quantitativo aumenta la quantità di alcali disponibili per la reazione ASR (*Alkali-Silica Reaction*).

Per quanto riguarda il dilavamento, esso consiste nell'asportazione da parte dell'acqua corrente, di parte della matrice cementizia.

In particolare, sono soggetti a dilavamento tutte quelle sostanze idrosolubili come il $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

A seguito del dilavamento, la matrice cementizia risulta più porosa e, inoltre, la diminuzione di $\text{Ca}(\text{OH})_2$ comporta diminuzioni del pH nel copriferro e quindi pericolo di depassivazione delle armature.

Relativamente alla microfessurazione, sia di origine igrometrica che termica è opportuno sottolineare che essa non va assolutamente sottovalutata in quanto interessa proprio la parte di calcestruzzo che dovrebbe proteggere le armature dagli agenti aggressivi.

Attraverso tali fessurazioni, infatti, gli agenti aggressivi potrebbero arrivare molto più facilmente e rapidamente alle armature.

Le fessurazioni di origine igrometrica nascono quando il naturale ritiro igrometrico del calcestruzzo viene impedito dalle particolari condizioni di vincolo del manufatto che si sta realizzando.

In questo modo si generano tensioni di trazione alle quali il calcestruzzo non resiste e si formano le fessure.

Le fessurazioni di origine termiche invece sono la conseguenza della differenza di temperatura che può generarsi tra la parte interna di un getto e la sua periferia a seguito dello

sviluppo di calore che accompagna la reazione di idratazione del cemento.

Così come avviene per la reazione ASR, anche in questo caso maggiori sono i contenuti di cemento e maggiori saranno i gradienti termici responsabili delle fessurazioni.

Infine, per quanto riguarda il degrado dovuto ai cicli di gelo-disgelo, anch'esso si manifesta sottoforma di fessurazioni ed è dovuto alla formazione di ghiaccio all'interno del calcestruzzo.

Quando la temperatura ambiente scende sotto lo zero, se all'interno del calcestruzzo è presente dell'acqua (ad esempio assorbita per capillarità) questa ghiaccia aumentando di volume.

Questo aumento di volume induce nel materiale uno stato tensionale che, a lungo andare, porta a fessurazioni o vere e proprie rotture.

4. INCREMENTO DELLA VITA UTILE DI ESERCIZIO AD OPERA DELLA CENERE VOLANTE CON E SENZA PRODOTTI PROTETTIVI

Dopo aver descritto le principali forme di degrado e messo in evidenza quali sono i principali fattori coinvolti in tali fenomeni, si vuole esaminare quale possa essere l'influenza di una aggiunta minerale pozzolanica, quale la cenere volante beneficiata MICRO POZZ 10, su tali fattori.

Verrà così evidenziato quale può essere il ruolo di tale aggiunta minerale nella progettazione della durabilità di un'opera, per i diversi tipi di aggressione ambientale, alla luce di due aspetti fondamentali quali la sostenibilità ed il costo del ciclo di vita.

In modo analogo verrà valutato il contributo apportato alla durabilità del calcestruzzo armato da prodotti quali gli inibitori di corrosione, gli agenti idrofobizzanti ed i rivestimenti protettivi.

4.1 Corrosione da carbonatazione. Fase di innesco

Durante la fase di innesco della corrosione da carbonatazione il fenomeno fisico che si verifica è l'avanzamento del fronte di calcestruzzo carbonatato.

Tale avanzamento, descritto dalla equazione (4) dipende essenzialmente dal coefficiente K che a sua volta dipende da una serie di fattori.

Fra questi assumono un ruolo particolare i seguenti:

- Permeabilità del conglomerato;
- Umidità relativa;

Pertanto, volendo attuare scelte tecniche che aumentino il tempo di innesco della corrosione si dovrà fare in modo di rallentare il fenomeno della carbonatazione.

L'utilizzo adeguato di cenere volante beneficiata può consentire di raggiungere un tale risultato.

In particolare, utilizzando tale prodotto minerale in aggiunta al cemento si otterrà una matrice molto meno porosa grazie ai prodotti che si sviluppano a seguito della reazione pozzolanica.

Tale reazione, infatti, trasforma l'idrossido di calcio (prodotto dilavabile) in ulteriori silicati idrati C-S-H, analoghi a quelli che si formano a seguito della idratazione del cemento.

Tali silicati aggiuntivi rendono la matrice cementizia più compatta e caratterizzata da una migliore distribuzione dei pori capillari.

Il risultato è una riduzione della permeabilità del calcestruzzo nei confronti degli agenti degradanti quali l'anidride carbonica (nella fase di innesco), l'acqua e l'ossigeno (nella fase di propagazione).

Relativamente all'acqua, bisogna sottolineare il fatto che il suo ruolo degradante non si esplica solo nella fase di propagazione ma condiziona anche la fase di innesco.

Infatti, al di sotto di un valore di umidità pari circa al 40%, il processo di carbonatazione avviene con velocità molto basse in quanto la presenza di acqua è indispensabile per la reazione di carbonatazione.

Tuttavia, quando l'umidità del calcestruzzo è superiore all'80% la CO₂ non riesce a penetrare nel calcestruzzo perché i pori sono quasi saturi di acqua.

Oltre all'utilizzo di cenere in aggiunta al cemento per ridurre la porosità del calcestruzzo un'altra possibilità di allungare le fasi di innesco e di propagazione è quella di limitare l'ingresso dell'acqua nel calcestruzzo utilizzando un prodotto idrofobizzante che ne riduca il coefficiente di assorbimento capillare.

In questo modo, si farà in modo di contenere l'umidità del calcestruzzo al di sotto della soglia di pericolosità che abbiamo visto essere del 40÷50%.

In Figura 3 viene riportata una indicazione [3] sulla variazione del valore del coefficiente di assorbimento capillare in funzione del contenuto di agente idrofobizzante nel calcestruzzo.

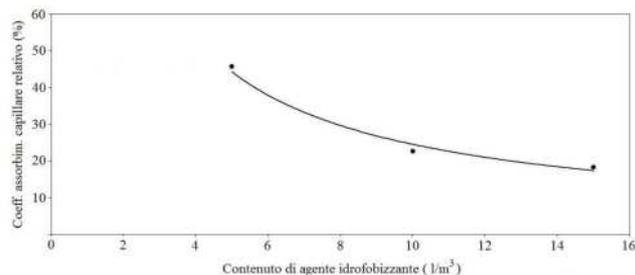


Figura 3 – Variazione relativa del coefficiente di assorbimento capillare in funzione del contenuto di agente idrofobizzante

I valori dei coefficienti di assorbimento sono da considerarsi relativi, prendendo come riferimento il coefficiente di assorbimento capillare di un calcestruzzo di analoghe caratteristiche ma privo di idrofobizzante.

Nel caso di utilizzo di rivestimenti protettivi, i coefficienti di assorbimento si riducono drasticamente, essendo tali prodotti caratterizzati da una elevata impermeabilità all'acqua (vedi risultati della sperimentazione).

4.2 Corrosione da cloruri. Fase di innesco

Così come la fase di innesco nel caso di corrosione da carbonatazione era regolata dal coefficiente K, la penetrazione dei cloruri nel calcestruzzo è regolata dal coefficiente di diffusione D.

I fattori che influenzano il valore di D sono principalmente:

- rapporto a/c, e quindi la porosità/permeabilità del conglomerato;
- tipo di legante;

Chiaramente è da considerare la eventuale presenza di microfessurazione (da ritiro o di origine termica) la quale

determina un aumento esponenziale della velocità di ingresso dei cloruri, riducendo notevolmente il valore del tempo di innesco della corrosione.

Tornando al coefficiente di diffusione D, appare evidente l'importanza del rapporto a/c nel processo di diffusione dei cloruri, mentre non è così intuitiva l'importanza del tipo di legante utilizzato.

Numerosi risultati sperimentali hanno ormai dimostrato come passando da un ordinario cemento Portland (costituito quasi totalmente da clinker) ad uno pozzolanico (costituito da clinker ed aggiunte pozzolaniche quali la cenere volante) il coefficiente D subisca drastiche riduzioni.

In Figura 4 si riporta la variazione qualitativa del coefficiente di diffusione dei cloruri in diversi conglomerati, al variare del rapporto a/c (e quindi classe di resistenza) e del contenuto di cenere volante beneficiata MICRO POZZ 10.

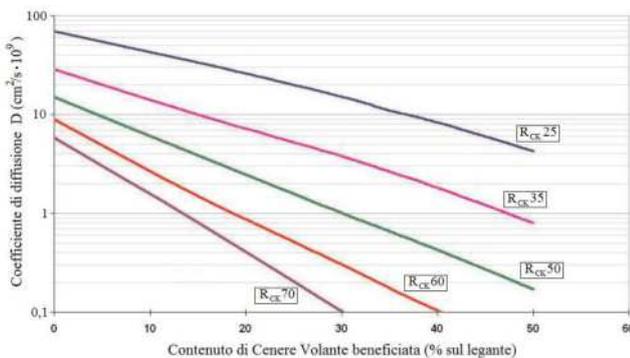


Figura 4 – Influenza della cenere volante beneficiata MICRO POZZ 10 sul coefficiente di diffusione dei cloruri nel calcestruzzo

In Figura 5 viene invece evidenziata l'influenza sul tempo di innesco della corrosione da cloruri della cenere volante beneficiata MICRO POZZ 10, di un agente idrofobizzante (AQUA FOBIC M) e dell'inibitore di corrosione (NO RUST), sia utilizzati singolarmente che assieme.

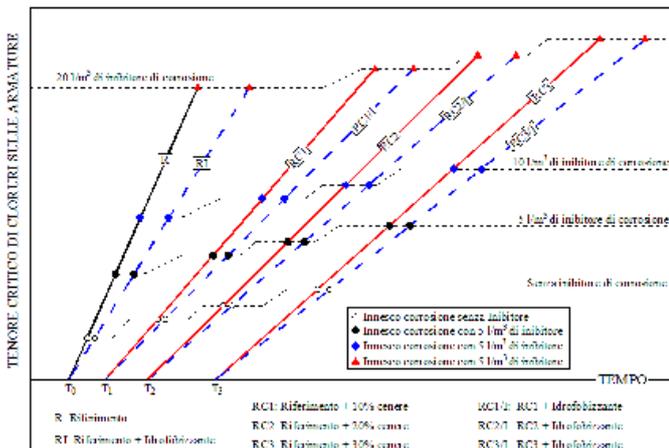


Figura 5 – Effetto sinergico dell'utilizzo di cenere volante beneficiata, agente idrofobizzante ed inibitore di corrosione

La corrosione da cloruri si innesca quando sulla superficie delle armature si raggiunge una concentrazione limite chiamata *tenore critico*.

In una prima fase, i cloruri ancora non giungono sulle armature e quindi, per ogni calcestruzzo rappresentato in Figura 5 esiste un periodo di tempo necessario ai cloruri per attraversare tutto il copriferro.

In Figura 5 tali tempi sono T_0 per il calcestruzzo di riferimento e quello con il solo agente idrofobizzante, mentre sono T_1 , T_2 e T_3 per calcestruzzi con dosaggi crescenti di cenere beneficiata, con e senza idrofobizzante.

Quindi, l'utilizzo di cenere volante beneficiata determina un primo allungamento del tempo di innesco dovuto alla riduzione del coefficiente di diffusione D (Figura 4).

Una volta che i cloruri raggiungono la superficie delle armature, trascorre un ulteriore periodo di tempo durante il quale la concentrazione di cloruri aumenta, fino ad arrivare al tenore critico.

La durata di questo periodo dipende dalla velocità di penetrazione dei cloruri: maggiore è la velocità minore è il tempo necessario ad accumulare il cloruro necessario per arrivare al tenore critico.

I calcestruzzi contenenti cenere volante sono rappresentati quindi da rette con pendenza inferiore (velocità minore nell'accumulo dei cloruri) rispetto al calcestruzzo di riferimento.

La pendenza diminuisce all'aumentare del contenuto di cenere.

Nel caso di utilizzo contemporaneo di agente idrofobizzante, la velocità di penetrazione dei cloruri si riduce ulteriormente e conseguentemente le pendenze delle rette in Figura 5 si riducono ulteriormente.

Il ruolo dell'inibitore di corrosione (NO RUST) invece è quello di innalzare la soglia critica di cloruri che determina l'innesco della corrosione.

Ad esempio, confrontando il calcestruzzo R (Riferimento) con il calcestruzzo RC1/I, si può notare che:

- la presenza di cenere beneficiata MICRO POZZ 10 allunga il tempo necessario ai cloruri per giungere alle armature: $T_1 > T_0$;
- la presenza di cenere e di idrofobizzante riducono la velocità di accumulo del cloruro sulle armature: la pendenza di RC1/I è minore di quella di R;
- la cenere volante beneficiata determina già un primo incremento del valore della soglia limite di cloruri necessaria all'innesco della corrosione;
- nel caso di presenza di inibitore di corrosione a vari dosaggi, il tempo di innesco incrementa ulteriormente.

È evidente quindi la possibilità di progettare il tempo di innesco, utilizzando in modo *modulare* più tecnologie.

4.3 Fase di propagazione della corrosione

Una volta che il fronte di carbonatazione è giunto alle barre di armatura o che in corrispondenza di queste ultime si sia raggiunto il tenore critico di cloruri, il film passivante che le proteggeva viene distrutto, consentendo all'acqua ed all'ossigeno di innescare la corrosione.

Come già introdotto in precedenza, la velocità di corrosione è determinata principalmente dalla resistività elettrica del calcestruzzo.

È stato ampiamente dimostrato come l'utilizzo di cenere volante incrementi la resistività elettrica del calcestruzzo, determinando una riduzione della velocità di corrosione e quindi un aumento del tempo di propagazione.

5. SPERIMENTAZIONE

In Tabella 1 si propongono le caratteristiche composizionali di alcuni conglomerati cementizi confezionati in laboratorio.

Tabella 1 – Mix design realizzati

Mix	CEM I [kg/m ³]	Cenere Beneficiata [kg/m ³]	a/leg	Prodotto associato	Dosaggio [kg/m ³]
1	300	0	0,53	-	-
2	291	0	0,53	ID	1.5
3	301	0	0,53	RP	-
4	300	75	0,43	-	-
5	294	73	0,43	ID	1.5
6	300	75	0,43	RP	-
7	298	149	0,36	-	-
8	295	147	0,36	ID	1.5
9	298	149	0,36	RP	-

Si è voluto dare conferma dei benefici ottenibili, in termini di maggiore vita utile conseguibile e minor costo del ciclo di vita, con l'utilizzo di cenere volante beneficiata MICRO POZZ 10 ed altri specifici prodotti.

Allo scopo vengono confrontati, a parità di dosaggio di cemento, gli effetti derivanti da dosaggi variabili di cenere beneficiata, utilizzata da sola ed in combinazione una volta con un prodotto idrofobizzante (AQUA FOBIC M) ed una volta con un rivestimento protettivo (SKIN FLEX PRIMIUM).

Sono stati analizzati i comportamenti dei diversi conglomerati dal punto di vista di:

- Permeabilità – Porosità;
- Penetrabilità da parte dei cloruri;
- Resistività elettrica.

Si può osservare, alla luce di quanto esposto nei paragrafi precedenti, come questi siano i principali parametri che regolano i tempi di innesco e propagazione della corrosione e quindi siano intimamente correlabili alla durabilità del conglomerato e, per quanto detto al paragrafo 2, al costo del suo ciclo di vita. Tutti i mix di cui alla Tabella 1 sono stati realizzati pervenendo sempre alla stessa classe di consistenza (S5).

5.1 Descrizione delle prove

Per quanto attiene alla porosità, si è deciso di sottoporre, per ciascuna tipologia di mix confezionato, un provino cubico (150x150x150) ad una prova di assorbimento per capillarità secondo quanto previsto dalla UNI 7699.

Allo scadere dei 28 giorni di stagionatura (T=20° C e U.R.>95%) dopo aver asciugato completamente i singoli provini ed averne registrato il peso secco (P_S), si è proceduto ad immergerli in acqua in modo tale da avere su di essi un battente di circa 5 cm.

Ad intervalli regolari, previa asciugatura superficiale delle facce, si è proceduto a registrare il peso umido dei provini P_U(t).

È stato così possibile tracciare, per ciascun calcestruzzo, la curva P_U = P_U(t) e calcolare, per ogni intervallo di tempo t* un coefficiente A(t*) definito come:

$$A(t^*) = \frac{P_U(t^*) - P_S}{P_S} \cdot 100 \quad (6)$$

È chiaro che valori di A(t*) maggiori sono associabili a calcestruzzi più porosi e quindi più facilmente penetrabili da CO₂, O₂, H₂O e cloruri.

La prova di penetrazione allo ione cloruro è stata realizzata seguendo le modalità previste dalla UNI 7928.

In particolare, i provini sono stati tenuti in completa immersione in soluzione satura di cloruro di calcio per due settimane.

Al termine di tale periodo, sono stati rotti per trazione indiretta e le superfici di rottura sono state trattate con fenolfaleina e cloruro di argento.

È stato così possibile evidenziare, per ogni mix, il fronte di penetrazione dello ione nel calcestruzzo.

Infine, per quanto riguarda la resistività, essa è stata misurata su travetti prismatici delle dimensioni 150x150x600.

Tale misura, avvenuta mediante opportune sonde applicate sulla superficie dei provini, è stata fatta portando questi ultimi in condizione completamente satura: come detto in precedenza infatti, tale condizione determina il minimo valore di resistività nel calcestruzzo.

5.2 Risultati delle prove

In Figura 6 sono riportate le curve A(t) definite in precedenza.

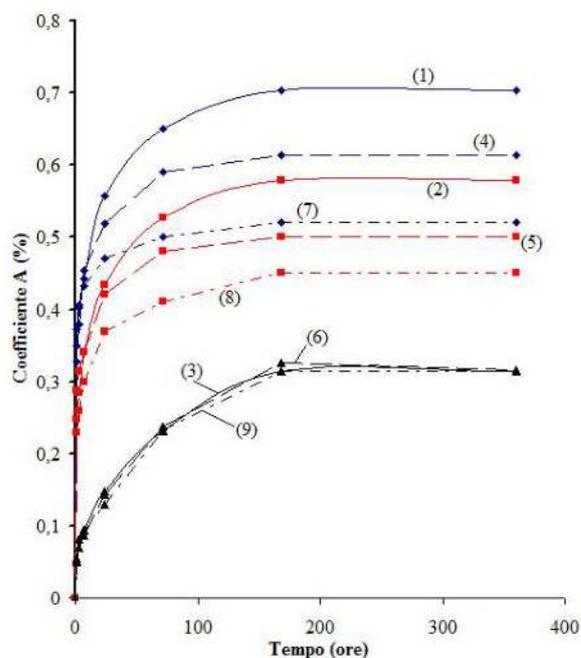


Figura 6 – Curve A(t) determinate per i diversi calcestruzzi

I risultati ottenuti confermano quanto segue:

- l'utilizzo di cenere volante beneficiata MICRO POZZ 10 in aggiunta al cemento determina sempre diminuzioni della porosità del calcestruzzo; tale risultato è dovuto all'incremento dei silicati idrati di calcio ad opera della reazione pozzolanica (caratteristica esaltata nella cenere beneficiata);

- b) la presenza di un agente idrofobizzante riduce ulteriormente la penetrazione dell'acqua all'interno del conglomerato cementizio;
- c) le curve dei mix 3, 6 e 9, relativi a calcestruzzi trattati con rivestimento protettivo, sono sostanzialmente coincidenti; questo risultato si spiega facilmente in quanto in presenza del rivestimento protettivo il calcestruzzo non viene ad essere interessato dal contatto con l'acqua, e quindi la sua porosità non entra in gioco nell'aumento di peso del provino. L'aumento di peso che si registra, costante per tutti i provini, è quello dovuto alla minima quantità di acqua assorbita dal rivestimento protettivo stesso.

È evidente la "sovrapposizione degli effetti" che può essere ottenuta, in termini di riduzione della porosità, associando alla cenere volante beneficiata (MICRO POZZ 10) l'utilizzo di un prodotto idrofobizzante (AQUA FOBIC M).

Tabella 2 – Penetrazione dello ione cloruro

Mix	Penetrazione ione cloruro (mm)
1	7
2	5
3	0
4	4
5	3
6	0
7	2
8	2
9	0

In Tabella 2 si riportano le penetrazioni dello ione cloruro registrate nei diversi mix confezionati.

Risulta subito evidente l'azione impermeabilizzante esercitata dal rivestimento: indipendentemente dal mix design, nei calcestruzzi trattati con il rivestimento SKIN FLEX PRIMIUM non è stata rilevata alcuna penetrazione.

Riguardo al contributo della cenere volante beneficiata, come ci si aspettava, la sua presenza determina una notevole riduzione della penetrazione dello ione cloruro: l'aggiunta di soli 75 kg/m³ di cenere beneficiata ha praticamente dimezzato la profondità di penetrazione.

Per quanto riguarda l'effetto dell'idrofobizzante, si può osservare come il suo contributo si avverta particolarmente all'aumentare del rapporto acqua/legante, quindi in calcestruzzi caratterizzati da una certa porosità, mentre per valori di a/leg relativamente bassi sembra essere predominante l'effetto della compattezza della matrice cementizia.

In Figura 7, si mettono a confronto le resistività misurate sui provini saturi realizzati con i diversi mix di cui alla Tabella 2.

Questa tipologia di prova è stata eseguita anche su calcestruzzi con diversi contenuti di cemento, in particolare 200 e 400 kg/m³ (utilizzando sempre un quantitativo di acqua efficace pari a circa 160 l/m³).

All'aumentare del rapporto acqua/cemento si è riscontrata sempre una diminuzione del valore di resistività elettrica mentre a parità di rapporto a/c ad un aumento del contenuto di cenere volante beneficiata MICRO POZZ 10 è sempre corrisposto un incremento del valore di tale proprietà.

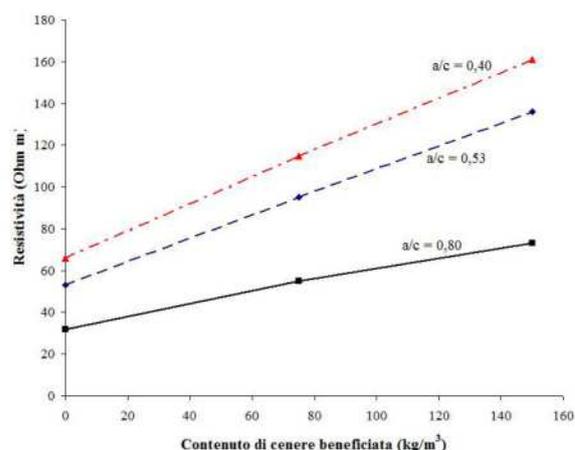


Figura 7 – Resistività elettriche dei diversi calcestruzzi

6. CONCLUSIONI

La realizzazione di una qualsiasi struttura non può prescindere da considerazioni di ordine economico tanto che quest'ultimo aspetto è spesso considerato come prioritario.

Tuttavia, limitare in tali analisi l'attenzione ai soli costi iniziali può condurre a scelte progettuali che a lungo termine possono rivelarsi molto "dispendiose".

Tanto che una delle di analisi di tipo economico più affermate ed utilizzate per la verifica della validità economica di un progetto, nota con l'acronimo LCC (Life Cycle Cost), si basa sull'estensione dell'analisi dei costi, che una determinata scelta progettuale implica, a tutta la vita utile di esercizio dell'opera in progetto.

In tale tipo di analisi risultano sempre determinanti i cosiddetti "costi di gestione" cioè quei costi legati alla ispezione, manutenzione ordinaria ed a eventuali interventi di riabilitazione.

Realizzare un'opera con materiali e tecnologie che consentano di aumentarne la durabilità significa, oltre che aumentare le rendite grazie alla sua maggior vita utile, ridurre l'incidenza dei costi di gestione e i non più trascurabili *costi ambientali*.

La cenere volante beneficiata appare una delle principali tecnologie che consente di ridurre il valore di LCC di una scelta progettuale e quindi aumentarne la convenienza, grazie alla sua capacità di incrementare la durabilità delle strutture in c.a. nei confronti di tutte le principali tipologie di aggressioni ambientali.

L'utilizzo di tale aggiunta minerale in combinazione con altre tecnologie come i prodotti idrofobizzanti, gli inibitori di corrosione ed i rivestimenti protettivi, consente al progettista un approccio modulare alla progettazione della durabilità.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Norme Tecniche per le Costruzioni – DM 14 Gennaio 2008.
- [2] P. SCHIESSL, I. HOHBERG – Radioattività dei materiali da costruzione. Enco Journal n°12.
- [3] N.S. BERKE, L.LI, A.BENTUR, M. JUNG – Optimizing durability performance of reinforced concretes. ERMCO COGRESS, SEVILLE (2007).

LE CENERI BENEFICIATE PER MIGLIORARE LE PRESTAZIONI DEL CALCESTRUZZO A FAVORE DELLA SOSTENIBILITÀ

Michele Valente¹, Michele Vigneri¹, Marco Bressan², Alessandro Pasqualini², Felice Liberatore³, Angelo Sechi⁴

1 G.A. *General Admixtures S.p.A.*

2 Divisione Ingegneria G.A. *General Admixtures S.p.A.*

3 Ingegnere Civile, libero professionista – Vasto (CH)

4 Responsabile del Servizio Tecnologico *Monfardini S.p.A.*

SOMMARIO

La cenere volante è una aggiunta minerale pozzolanica che viene utilizzata in maniera sempre più ampia nel settore delle costruzioni per i benefici tecnico-economici che il suo utilizzo comporta. Negli ultimi anni si è cominciato a studiare la cenere volante anche per la sua capacità di contribuire in modo importante allo sviluppo sostenibile. La presente memoria riporta la sperimentazione condotta in laboratorio con l'utilizzo di cenere volante di produzione nazionale, nella sua forma usuale ed in quella beneficiata (Micro Pozz 10) con lo scopo di caratterizzare questi materiali e mettere in rilievo le prestazioni tecnologiche dei calcestruzzi con essi realizzati.

SUMMARY

Fly ash is a pozzolanic mineral addition extensively used in the construction industry for the technical and economic benefits its use entails. In recent years fly ash has been appreciated also for its contribution to sustainable development. This paper contains a study conducted in the laboratory with concrete using Italian fly ash, both normal and beneficiated (Micro Pozz 10) in order to properly identify the characteristics of fly ash and fly ash concrete.

1. INTRODUZIONE

La questione ambientale è attualmente uno degli argomenti più dibattuti dai maggiori paesi industrializzati del mondo.

Infatti a causa del notevole sviluppo industriale verificatosi in questo secolo e soprattutto dell'incontrollato sfruttamento delle risorse naturali, ci stiamo tutti accorgendo da un lato che effettivamente tali risorse non sono eterne e dall'altro che la produzione di sostanze inquinanti legate alle attività umane non potrà continuare a lungo senza compromettere in modo irreparabile la condizione di vita sul pianeta.

La soluzione al problema esiste e si chiama *sviluppo sostenibile*. Di tale concetto sono state date numerose definizioni ma, volendo citare la prima in ordine di tempo [1] dovuta a Brundtland nel 1987, si può dire che lo sviluppo sostenibile "...è quello sviluppo che consente di conciliare le esigenze del mondo attuale senza compromettere quelle delle generazioni future".

Per poter mettere in pratica tale definizione l'unica possibilità è quella di rivedere i concetti di progresso e di sviluppo alla luce di due regole essenziali:

a) limitare l'utilizzo di materie prime naturali e non rinnovabili pensando di attuare cicli produttivi che

consentano di riutilizzare anche quei materiali che derivano da altre lavorazioni, vedendoli non come scorie da riciclare ma come delle vere e proprie nuove materie prime;

b) ridurre al massimo la produzione e l'emissione di sostanze potenzialmente inquinanti.

L'industria delle costruzioni, come del resto tutti i settori dell'attività umana, ha registrato in questo secolo una notevolissima serie di innovazioni scientifiche e tecnologiche, dalla progettazione e realizzazione di strutture all'avanguardia all'utilizzo di materiali sempre più performanti.

Questo progresso è testimoniato, fra l'altro, dall'aumento della produzione di cemento destinato principalmente al confezionamento di calcestruzzo.

Vi è, infatti, una forte correlazione tra l'aumento nel consumo di questo prodotto e la crescita dinamica degli investimenti nell'edilizia e nelle infrastrutture.

Nella relazione informativa redatta nel 2007 dal Comitato economico e sociale europeo sul tema "Lo sviluppo dell'industria del cemento europea" si legge che nel 2006, la produzione di cemento nei 27 Stati membri dell'UE è stata di circa 267 milioni di tonnellate, corrispondenti al 10,5% della produzione mondiale di cemento che è pari a circa 2,54 miliardi di tonnellate e che nel 2005 l'Italia si collocava al secondo posto in Europa come produzione annua con i suoi 47

milioni di tonnellate di cemento.

Purtroppo c'è da dire che a livello mondiale la massima produzione di cemento avviene in paesi, come la Cina, che non hanno sottoscritto il protocollo di Kyoto sulla riduzione programmata delle emissioni in atmosfera.

Le emissioni di anidride carbonica prodotte dall'industria del cemento rappresentano il 5% circa delle emissioni globali dovute all'attività umana.

Questi livelli elevati di emissioni sono dovuti essenzialmente alla tecnologia usata per la produzione del cemento.

Le fonti fondamentali di emissioni di CO₂ nei cementifici sono: il processo di decarbonatazione delle materie prime e la combustione dei carburanti.

La decarbonatazione altro non è che la dissociazione chimica subita dal carbonato di calcio secondo la relazione (1):



Si stima che la decarbonatazione del calcare generi il 50% circa delle emissioni totali di CO₂.

La produzione di cemento, prevista in crescita esponenziale nei prossimi decenni, vede le industrie produttrici seriamente impegnate ad affrontare questa difficile sfida ambientale.

La prima scelta che molte cementerie hanno fatto è quella di utilizzare meno materia prima possibile: tale obiettivo viene conseguito sia con la massima razionalizzazione del processo produttivo per la minimizzazione degli sprechi, sia in misura maggiore con la produzione di cementi particolarmente performanti a minor contenuto di clinker (e quindi di materie prime naturali).

In questi cementi si sostituisce parte del clinker con altri componenti minerali fra i quali spicca la cenere volante per la sua notevole pozzolanicità.

Tale aggiunta minerale viene anche quotidianamente utilizzata negli impianti di preconfezionamento come componente essenziale di conglomerati cementizi, sia ordinari che speciali, grazie ai numerosi benefici tecnico-economici che comporta e di cui si accennerà nel successivo paragrafo.

Si vuole concludere questa introduzione con alcuni dati piuttosto significativi riportati nelle Tabelle 1 e 2.

Vengono indicate alcune stime [2] sulla riduzione di emissione di CO₂ ottenuta utilizzando la cenere volante nel confezionamento di calcestruzzi.

Tabella 1 – Impatto ambientale comparativo per produrre un calcestruzzo con resistenza a compressione di 40 MPa a 28 giorni di stagionatura. Ceneri di categoria N secondo la UNI EN 450-1:2005

Impatto ambientale	Cenere in sostituzione al 30% di CEM I	Cenere in sostituzione al 50% di CEM I
Riduzione emissione di CO ₂ (kg/m ³ di calcestruzzo)	- 60	-79
Percentuale di riduzione di CO ₂ rispetto al solo CEM I	- 22%	-29%

Tabella 2 – Impatto ambientale comparativo per produrre un calcestruzzo con resistenza a compressione di 40 MPa a 28 giorni di stagionatura. Ceneri di categoria N secondo la UNI EN 450-1:2005

Impatto ambientale	Cenere in sostituzione al 30% di CEM I	Cenere in sostituzione al 50% di CEM I
Riduzione emissione di CO ₂ (kg/m ³ di calcestruzzo)	- 54	-72
Percentuale di riduzione di CO ₂ rispetto al solo CEM I	- 20%	-27%

2. CARATTERISTICHE DELLE CENERI VOLANTI AI FINI DELLE SUE POSSIBILI UTILIZZAZIONI

Si vuole qui descrivere quelle che sono le caratteristiche generali di una cenere volante (con particolare riferimento a quella beneficiata MICRO POZZ 10) al fine di comprendere appieno la sua natura e soprattutto la sua propensione ad essere uno strumento eccezionale per la sostenibilità del nostro progresso tecnico-economico.

Le ceneri volanti rappresentano parte del residuo derivante dalla combustione di carbone all'interno delle centrali termoelettriche.

Tale carbone è composto in parte da una serie di minerali che, a seguito delle elevate temperature raggiunte nella camera di combustione, fondono assumendo la forma di minuscole goccioline.

Tali gocce vengono trascinate dai fumi all'esterno della camera di combustione (da qui il nome di *cenere volante*) ed il brusco raffreddamento impedisce la riorganizzazione del reticolo cristallino facendole solidificare con una struttura principalmente amorfa (o altrimenti detta *vetrosa*).

Da un punto di vista della composizione chimica, in generale una cenere volante è costituita principalmente da silicio, alluminio, calcio, ferro e da quantitativi minori di sodio, potassio, manganese ed elementi in traccia (Tabella 3).

Tabella 3 – Composizione chimica media delle ceneri volanti provenienti da alcune centrali termoelettriche italiane

Centrale termica	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO
Brindisi	44,9	29,2	5,1	3,7	0,9
La Spezia	43,1	28,2	5,4	4,5	1,6
Fusina	45,7	29,7	4,2	4,8	1,1
Vado Ligure	43,4	24,7	8,7	3,0	1,6
Monfalcone	44,5	30,8	4,1	5,0	1,1

Si può osservare come la composizione delle ceneri silico-alluminose sia molto simile a quella delle pozzolane naturali laziali e campane (Tabella 4).

Tabella 4 – Composizione chimica media delle pozzolane naturali [3]

Costituente	Pozzolana Laziale	Pozzolana Campana
SiO ₂	45 ÷ 47	53 ÷ 64
Al ₂ O ₃	15 ÷ 23	17 ÷ 20
Fe ₂ O ₃	6 ÷ 12	4 ÷ 6
CaO	8 ÷ 9	3 ÷ 4
MgO	1 ÷ 3	1 ÷ 2
Na ₂ O ÷ K ₂ O	3 ÷ 4	5 ÷ 13

È da rilevare inoltre che la composizione media nelle ceneri volanti non differisce molto dalla composizione chimica media globale dei costituenti la crosta terrestre (Tabella 5).

Tabella 5 – Composizione chimica media globale dei materiali solidi costituenti la crosta terrestre [3]

Costituente	%
SiO ₂	59,07
Al ₂ O ₃	15,22
Fe ₂ O ₃	3,10
CaO	5,10
MgO	3,45
Na ₂ O ÷ K ₂ O	6,82

Lo schema riportato in Figura 1 sintetizza la somiglianza cenere – pozzolana naturale in termini di composizione chimica e mostra la differenza fra loro ed altri materiali di comune utilizzo.

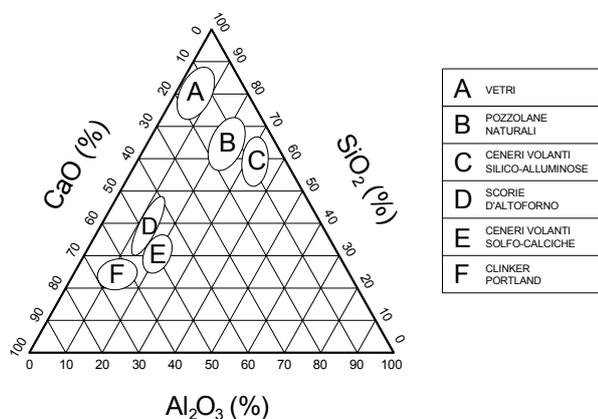


Figura 1 – Diagramma di composizione chimica di alcuni materiali di comune utilizzo

La notevole somiglianza tra la cenere volante e le pozzolane naturali è apprezzabile anche a livello “visivo”.

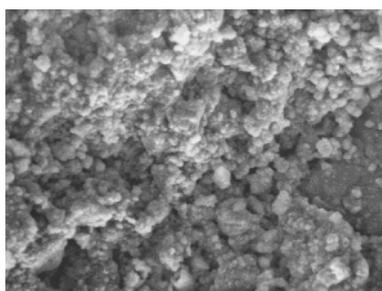


Figura 2 – Ingrandimento al microscopio a scansione di una pozzolana naturale viterbese

In Figura 2 è riportato un ingrandimento di una pozzolana naturale proveniente da Viterbo mentre in Figura 3 si può osservare un ingrandimento della cenere volante beneficiata MICRO POZZ 10.

Per quanto riguarda la *distribuzione granulometrica* delle particelle che costituiscono la cenere volante usuale, generalmente le particelle sferiche sono distribuite tra 5 e 100 µm, con un valore medio di circa 50 µm, mentre le particelle

cristallizzate e quelle incombuste sono generalmente distribuite tra i 10 e 300 µm.

La granulometria ridotta e la elevata finezza di una cenere volante sono caratteristiche essenziali soprattutto quando si vuole sfruttarne una delle caratteristiche essenziali: la pozzolanicità.

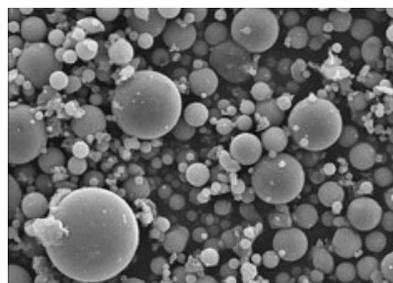


Figura 3 – Ingrandimento al microscopio a scansione della cenere volante beneficiata MICRO POZZ 10.

Per attività pozzolanica si intende la capacità di fissare la calce idrata per la formazione di strutture leganti (C-S-H) analoghe a quelle presenti nelle antiche miscele pozzolanacee e nelle moderne miscele di cemento.

Tale attività è strettamente connessa alla granulometria e, conseguentemente, alla finezza di una cenere.

È stato verificato, infatti, che la *reattività* di una cenere, ossia la sua propensione a reagire con l'idrossido di calcio, è tanto maggiore quanto più è fine la sua granulometria e, conseguentemente, maggiore la sua finezza.

È proprio per sfruttare questa caratteristica che sono stati ideati una serie di *processi di beneficiazione* aventi essenzialmente due scopi.

Prima di tutto estrarre dalla usuale cenere volante tutte quelle particelle grossolane che hanno principalmente struttura cristallina e, quindi, non sono in grado di produrre reazione pozzolanica (fungono da materiale fillerizzante). In secondo luogo eliminare gran parte del materiale incombusto presente nella cenere (generalmente presente in percentuali di 5÷8%), che presentando una forma piuttosto irregolare ed una struttura spugnosa, possono richiedere, a differenza delle particelle sferiche (Figura 3) che principalmente costituiscono la cenere volante, un maggior quantitativo di acqua.

La cenere che si ottiene da questi processi, comunemente nota come *cenere beneficiata*, è costituita da particelle con forma estremamente regolari e con diametro massimo inferiore ai 50 µm (Figura 4).

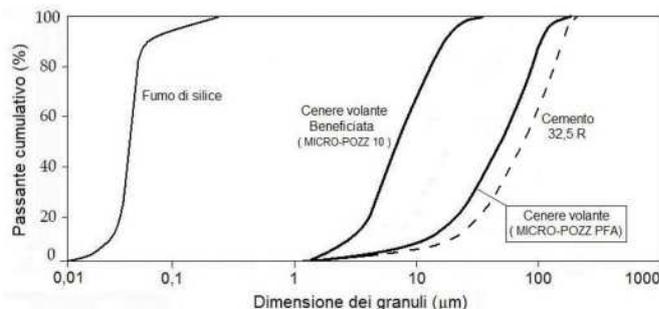


Figura 4 – Confronto qualitativo delle distribuzioni granulometriche di alcuni prodotti leganti e pozzolanici

Questo consente di ridurre ulteriormente i quantitativi di acqua per gli impasti e, grazie alla maggiore reattività alla calce, di ottenere conglomerati cementizi particolarmente performanti, sia in termini di prestazioni meccaniche che di durabilità.

3. PRINCIPALI CAMPI DI APPLICAZIONE

Le ceneri volanti prodotte in Italia sono in gran parte destinate al riutilizzo principalmente nella produzione di cementi e conglomerati cementizi, materiali nei quali trovano la loro massima valorizzazione tecnica ed economica.

Grazie alla loro notevole capacità fillerizzante e pozzolanica, più che come sottoprodotto del processo di generazione termoelettrica, le ceneri volanti, ed in particolar modo quelle *beneficiate*, devono essere considerate come una materia prima a tutti gli effetti.

Tali, del resto, le considera l'industria delle costruzioni che ne ha regolamentato le caratteristiche e le modalità di utilizzo [4].

Nella Figura 5 sono riportate le principali applicazioni che attualmente interessano questo materiale: come detto è il settore dei cementi e dei calcestruzzi che sfrutta principalmente le sue caratteristiche anche se il settore geotecnica rappresenta un interessante campo di applicazione, soprattutto con riferimento alla realizzazione di rilevati strutturali e sottofondazioni stradali.

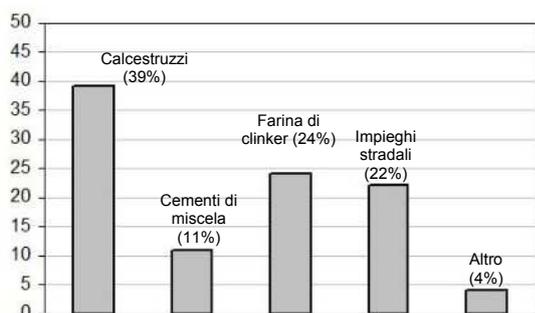


Figura 5 – Utilizzo delle ceneri leggere come materia prima per le costruzioni in Europa nell'anno 2000 [5]

Si vogliono di seguito brevemente descrivere nello specifico quelli che sono alcuni dei principali campi di utilizzo possibili della cenere volante, includendo anche applicazioni per le quali, ad oggi, la normativa europea sulla gestione e il riutilizzo dei cosiddetti *rifiuti speciali non pericolosi*, di cui la cenere volante fa parte, non ne consente l'utilizzo.

L'utilizzo specifico della cenere nella confezione dei calcestruzzi sarà trattata nel successivo paragrafo 4.

3.1 Produzione di laterizi

Gli impasti utilizzati nell'industria dei laterizi sono generalmente caratterizzati da una notevole eterogeneità in quanto sono costituiti da materia prima argillosa con variazioni composizionali notevoli.

L'aggiunta di cenere volante alle materie prime argillose determina un generalizzato miglioramento del comportamento degli impasti sia in fase di formatura che di essiccamento.

In particolare, la forma sferica delle sue particelle conferisce una buona fluidità agli impasti, mentre in fase di

essiccamento viene ridotta la formazione di screpolature e fessurazioni.

Per quanto riguarda le caratteristiche dei prodotti realizzati con miscele argilla-cenere volante, si registra generalmente un miglioramento delle proprietà meccaniche.

Anche in quest'ambito gioca un ruolo fondamentale la granulometria: l'utilizzo di cenere volante beneficiata MICRO POZZ 10 riduce considerevolmente l'assorbimento d'acqua e migliora le proprietà meccaniche, il ritiro in cottura e la densità, rispetto a quanto già fatto egregiamente dalle ceneri volanti classiche MICRO POZZ PFA.

Inoltre, l'utilizzo di ceneri volanti determina una generale riduzione delle efflorescenze superficiali.

3.2 Produzione di manufatti e prefabbricati a struttura aperta con calcestruzzi a basso dosaggio di cemento

In questa tipologia di prodotti il ruolo della cenere volante risulta essenziale sia da un punto di vista delle prestazioni meccaniche che per quanto riguarda l'effetto fillerizzante.

Avendo infatti bassi dosaggi di cemento, la presenza di una aggiunta minerale con comportamento pozzolanico determina un incremento dei silicati idrati di calcio (C-S-H) essenziali allo sviluppo delle prestazioni.

Inoltre, grazie alla ridotta granulometria, la cenere volante contribuisce a riempire gli spazi vuoti presenti fra le particelle di maggior diametro dando al prodotto finito una maggiore compattezza.

A titolo di esempio si riporta in Figura 6 il confronto delle resistenze meccaniche ottenute su blocchi di inerte leggero confezionati con e senza cenere (cenere volante utilizzata in sostituzione del 20% di cemento).

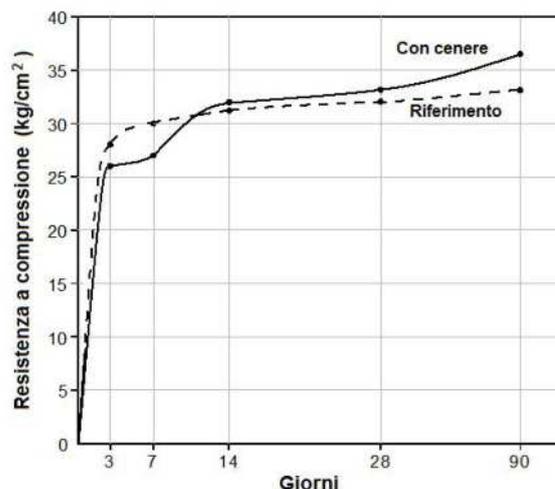


Figura 6 – Resistenza meccanica di blocchi in calcestruzzo a basso dosaggio di cemento. Confronto tra calcestruzzo tal quale e calcestruzzo con cenere volante MICRO POZZ PFA

3.3 Utilizzazione nei conglomerati bituminosi

In funzione della destinazione d'uso di un conglomerato bituminoso, vengono utilizzate svariate tipologie di miscele che si differenziano fra loro per curva granulometrica e pezzatura massima dell'aggregato, tipo e dosaggio di bitume, ecc.

L'unico componente che caratterizza tutte le miscele bituminose è quello comunemente denominato *filler*.

Questo componente, oltre a completare la granulometria dell'aggregato, riducendo i vuoti presenti nella miscela, assolve ad importanti funzioni all'interno del conglomerato bituminoso riducendo la suscettibilità termica e regolando lo spessore e le proprietà meccaniche della pellicola di mastice che riveste l'aggregato lapideo.

I filler generalmente adoperati per questo scopo sono prevalentemente ricavati dalla macinazione di rocce calcaree oppure sono costituiti da calce idrata o cemento.

Le prime indagini di laboratorio per verificare la possibilità di utilizzare ceneri volanti come filler nelle miscele bituminose sono state fatte negli USA intorno al 1970 mentre in Italia le prime indagini sono state fatte nel 1977.

Tabella 6 – Prove di laboratorio su conglomerati bituminosi con diversi tipi di filler [3]

Proprietà	Impasti		
	A	B	C
Peso specifico impasto (g/cm ³)	2,401	2,316	2,346
Densità "Marshall" (g/cm ³)	2,381	2,298	2,327
Vuoti intergranulari "Marshall" (%)	0,83	0,78	0,81
Stabilità "Marshall", S (kg)	737	671	702
Scorrimento "Marshall", s (mm)	10,6	10,1	10,4
Rigidità "Marshall", S/s (kg/mm)	69,5	66,4	67,5
Stabilità Marshall dopo 24 ore di immersione in acqua a 60°C (% del valore originario)	97	93	94
Stabilità allo scorrimento plastico (4 ore in stufa a 50, 60, 70, 80 °C su pendenza 1:2), deformazione in mm	0	0	0
Coefficiente di permeabilità: provini Marshall, 30' a pressione d'acqua 0,5, 1, 1,5, 2, 2,5, 3 atm; cm/s)	0	0	0

In Tabella 6 vengono riportati alcuni dati relativi al confronto tra conglomerati bituminosi utilizzando tre diversi tipi di filler: solo cemento (filler A), sola cenere (filler B) e filler costituito dal 30% di cemento e 70% di cenere (filler C).

È stato verificato che l'impiego di cenere volante come filler non richiede, a parità di caratteristiche del conglomerato bituminoso, maggiori dosaggi di legante, indipendentemente dalla quantità di filler utilizzato.

Inoltre, a livello di prestazioni, si può osservare (Tabella 6) come i valori di rigidità Marshall e di scorrimento Marshall siano sostanzialmente gli stessi.

Analogamente, il comportamento in presenza di acqua non denota differenze di comportamento; identici risultati sono stati trovati per la stabilità allo scorrimento plastico e per il coefficiente di permeabilità.

A questa sperimentazione in laboratorio è seguita, nel 1979, una prova di "campo" lungo l'autostrada Voltri-Alessandria (60 km di pavimentazione per complessivi 900000 m², corrispondenti a 45000 m³ di conglomerato).

Una indagine sulla pavimentazione e su campioni estratti dalla stesura per un confronto di comportamento sotto traffico tra conglomerati con e senza ceneri ha presentato risultati molto interessanti.

In particolare si è riscontrato che il conglomerato con ceneri manifesta maggiore rigidità, resa più evidente dall'effetto del traffico.

Inoltre, l'aumento del modulo attribuibile alla maturazione del conglomerato nel tempo è rilevabile soprattutto nei conglomerati con ceneri.

4. LE CENERI VOLANTI BENEFICIAE NEL CALCESTRUZZO

L'utilizzo della cenere volante, sia nella sua forma usuale che beneficiata, nella produzione di cemento e di conglomerati cementizi rappresenta una delle forme di sviluppo sostenibile più rappresentative.

Le due caratteristiche essenziali della cenere volante, la sua estrema finezza e la sua capacità di esprimere la reazione pozzolanica, risultano essere estremamente miglioratrici delle caratteristiche prestazionali dei conglomerati cementizi, sia essi allo stato fresco che indurito.

Parliamo quindi di una aggiunta minerale di origine artificiale che riproduce e migliora la classica pozzolana (materia prima naturale) permettendo al tempo stesso di completare in modo razionale il ciclo di produzione dell'energia termoelettrica.

Di seguito verranno descritte, anche con l'ausilio di alcuni risultati sperimentali di prove condotte in laboratorio e riprodotte in cantiere, le principali prestazioni ottenibili facendo uso della cenere volante, in particolare di quella beneficiata (MICRO POZZ 10), nella produzione di conglomerati cementizi.

In Tabella 7 si riportano in dettaglio le caratteristiche composizionali dei mix di calcestruzzo confezionati.

Tabella 7 – Calcestruzzi realizzati

Mix	CEM I	Cenere Beneficiata	Acqua	Additivo	Slump
	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[% su leg.]	[cm]
1	300	0	165	0,90	16
2	270	50	158	0,90	19
3	260	60	150	0,90	17

4.1 Influenza della cenere volante beneficiata sulle prestazioni del calcestruzzo fresco

Il miglioramento delle prestazioni reologiche ottenibili a seguito dell'utilizzo della cenere volante, sia del tipo usuale che beneficiata, è dovuto essenzialmente alla conformazione fisica delle particelle costituenti.

In entrambe le tipologie di prodotti si tratta di particelle di ridotte dimensioni (Figura 4) con una forma estremamente sferica.

Chiaramente, la cenere volante beneficiata può garantire una maggiore finezza ed una minore presenza di particelle incombuste.

L'aggiunta di tali prodotti nelle miscele di calcestruzzo ha pertanto una immediata azione fillerizzante che completa in modo ottimale la curva granulometrica degli aggregati nella zona dei piccoli diametri.

La conseguenza di questo è l'ottenimento di un calcestruzzo più coeso e quindi pompabile, non segregabile, privo di fenomeni di bleeding e più robusto [6].

Questi effetti benefici sono maggiormente sentiti nel caso di utilizzo di sabbie particolarmente scabre e bassi dosaggi di cemento.

La forma estremamente regolare delle particelle, e quindi la loro ridotta superficie specifica, comporta poi una minimizzazione del quantitativo dell'acqua di impasto necessaria ad ottenere una determinata lavorabilità (Tabella 7).

Un particolare campo applicativo dove si sfruttano appieno queste peculiarità della cenere è quello dei calcestruzzi autocompattanti (SCC): si perviene ad elevati

contenuti di fini, si ottimizza il dosaggio di cemento, si elimina il rischio di segregazione anche con sabbie non eccellenti e si limita la richiesta di acqua di impasto.

4.2 Influenza della cenere volante beneficiata sulle prestazioni del calcestruzzo indurito

Il miglioramento delle prestazioni del conglomerato cementizio indurito confezionato con cenere volante, sia in termini meccanici che di durabilità, è attribuibile in massima parte alla cosiddetta *reazione pozzolanica*.

Grazie ad essa l'idrossido di calcio, formatosi come prodotto secondario nella reazione di idratazione del cemento, viene trasformato in silicati idrati di calcio C – S – H del tutto identici a quelli formati a seguito dell'idratazione del cemento.

Questa capacità comporta due conseguenze essenziali: viene ridotta la quantità di Ca(OH)_2 (prodotto essenzialmente dilavabile) e viene aumentata la struttura resistente del conglomerato.

Notevoli sono i benefici in termini di prestazioni.

L'utilizzo di cenere volante beneficiata MICRO POZZ 10 in aggiunta al cemento determina sempre incrementi di prestazioni sia meccaniche che di durabilità, alle brevi, e soprattutto, alle lunghe stagionature.

Il suo utilizzo in parziale sostituzione del cemento consente di pervenire a valori di resistenza meccanica a 28 giorni di stagionatura spesso maggiori rispetto a quelli ottenuti con il solo cemento, con il solo inconveniente di una lieve diminuzione delle resistenze a breve termine.

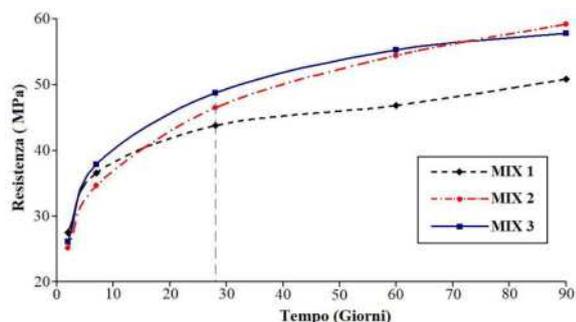


Figura 7 – Sviluppo delle resistenze nel tempo dei mix confezionati

In Figura 7 si riportano gli andamenti delle resistenze di compressione dei mix di cui alla Tabella 7.

Si può osservare che sia il mix 2 che il mix 3 pervengono, a 28 giorni di maturazione, ad una resistenza superiore alla resistenza del mix di riferimento.

In corrispondenza dei 2 giorni di stagionatura i mix 2 e 3 presentano resistenze di poco inferiori al mix 1 in quanto la reazione pozzolanica non avviene ancora a causa della scarsa disponibilità di Ca(OH)_2 .

Man mano che la reazione di idratazione del cemento procede aumenta la disponibilità di calce e quindi inizia l'incremento di resistenza ad opera della cenere beneficiata.

Già a 7 giorni di stagionatura il mix 3 presenta una resistenza maggiore rispetto al mix 1.

Come accennato, alle lunghe stagionature la reazione pozzolanica determina elevati incrementi di resistenza: i mix 2 e 3 presentano a 90 giorni di stagionatura, incrementi di resistenza, rispetto al mix 1, rispettivamente del 13% e del 16%.

L'ottimizzazione del contenuto di cemento realizzabile con l'utilizzo della cenere volante (in particolare con quella beneficiata) consente di conseguire importanti benefici, non solo economici ma anche tecnico ed ambientale.

Da un punto di vista economico è evidente il fatto che il minor costo unitario della cenere volante rispetto a quello del cemento determina una riduzione dell'incidenza del costo delle materie prime sul costo di produzione del calcestruzzo.

Per quanto attiene ai benefici ambientali, l'utilizzo della cenere volante in parziale sostituzione del cemento non solo determina una riduzione delle emissioni in atmosfera di grandi quantità di anidride carbonica (responsabile del riscaldamento globale del pianeta) ma rappresenta un modo assolutamente razionale di rendere vicendevolmente sostenibili le produzioni di energia termoelettrica e di calcestruzzo.

Tecnicamente i benefici sono notevoli.

Prima di tutto si ha una riduzione del rischio di fessurazione nei getti massivi legato ai rilevanti gradienti termici che possono nascere tra il nucleo del getto stesso (termicamente isolato) e la sua periferia a causa della reazione esotermica di idratazione del cemento.

In Figura 8 si riportano, in funzione del tempo, i valori massimi delle temperature raggiunte nel nucleo di tre diversi getti (cubi 60x60x60 cm) realizzati con i mix di cui alla Tabella 7.

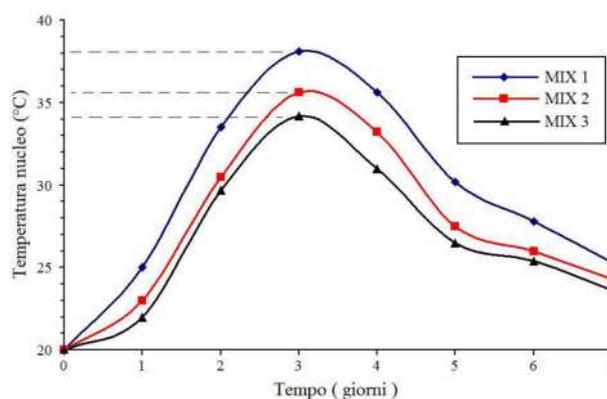


Figura 8 – Temperature sviluppate all'interno di getti realizzati con i tre mix di prova

Le misurazioni sono state realizzate mediante l'utilizzo di sonde inglobate all'interno del singolo getto e collegate, al momento della singola lettura, ad una apposita centralina elettronica.

Durante le rilevazioni, la temperatura ambientale è stata mantenuta costantemente pari a 20°C.

La presenza di cenere volante beneficiata MICRO POZZ 10 all'interno di un conglomerato cementizio riduce poi il rischio di reazione alcali aggregato (ASR).

Questa peculiarità è dovuta al fatto che tale tipologia di cenere presenta, a parità di contenuto di silice, maggiori quantità di particelle in forma amorfa.

Queste ultime sono in grado di reagire con gli alcali del cemento evitando che questi reagiscano con la silice amorfa eventualmente contenuta negli aggregati.

Relativamente poi all'aggressione operata dai solfati e dai cloruri, la presenza di cenere volante beneficiata appare determinante.

In entrambi i tipi di aggressione il primo effetto migliorativo dovuto a tale aggiunta pozzolanica è quello di una minore porosità e, quindi, permeabilità.

Questo si verifica sempre se la cenere viene utilizzata in aggiunta al cemento mentre quando viene utilizzata in parziale sostituzione di quest'ultimo è fondamentale una buona stagionatura prima dell'esposizione a tali agenti aggressivi.

C'è da dire però che nel caso specifico di solfati e cloruri l'azione della cenere non si limita a questo.

Per quanto riguarda i solfati, la reazione pozzolanica determina una riduzione del quantitativo di $\text{Ca}(\text{OH})_2$ il quale, altrimenti, potrebbe formare gesso in presenza di solfati.

Inoltre è stato verificato che in assenza di calce, l'eventuale formazione di ettringite avviene senza fenomeni espansivi.

Relativamente ai cloruri è stato dimostrato che la presenza di cenere volante determina importanti riduzioni del coefficiente di diffusione dei cloruri nel calcestruzzo comportando un aumento del tempo di innesco della potenziale corrosione.

5. LE CENERI VOLANTI E L'AMBIENTE

La produzione e l'utilizzo di grandi quantità di ceneri volanti di provenienza termoelettrica hanno fatto nascere in passato la questione dei rapporti cenere-ambiente e cenere-uomo.

Per questo, sin dalle prime sperimentazioni sui possibili utilizzi di questo prodotto sono state condotte una serie di verifiche volte alla valutazione sul possibile impatto che tali utilizzi avrebbero potuto avere sull'uomo e sull'ambiente circostante (aria, acqua e terreno).

Diversi rischi potenziali sono stati via via presi in considerazione nel corso di varie esperienze, sia nazionali che estere, tra cui, principalmente, gli inquinamenti da polvere, da sostanze chimiche e, per ultimo, da radioattività.

Una prima considerazione da fare è quella legata alla composizione chimica delle ceneri volanti. Confrontando i dati precedentemente riportati nelle Tabelle 3 e 5 si può concludere che la composizione chimica (sia qualitativa che quantitativa) delle ceneri riproduce essenzialmente quella dei terreni presenti nelle zone di sedimentazione.

Sono questi terreni, infatti, che, sedimentando insieme alle sostanze organiche vegetali, costituiscono di massima la parte inerte dei carboni.

In questo specifico contesto si vuole fare riferimento principalmente alla cenere volante utilizzata nell'ambito delle costruzioni, sia come componente di cementi di miscela (CEM II) o pozzolanici (CEM IV), sia come *materia prima* utilizzata direttamente presso gli impianti di preconfezionamento nella produzione dei conglomerati cementizi.

I principali aspetti legati alla compatibilità ambientale delle ceneri volanti utilizzate come componenti di materiali cementizi sono [7]:

- cessione all'ambiente esterno;
- emissione di radiazioni radon in aggiunta a quelle naturali;
- emissione di sostanze volatili prevalentemente di origine organica;

Relativamente a quest'ultimo aspetto, per i materiali cementizi ed in particolare per il calcestruzzo, non esistono problemi di emissione di sostanze volatili.

Per quanto riguarda la cessione di materiali verso l'ambiente esterno, bisogna fare una distinzione ben precisa.

Il contenuto totale di sostanze presente nei vari materiali da costruzione non è rappresentativo della effettiva dilavabilità del singolo materiale in quanto solo una piccola parte di essa può essere *potenzialmente* dilavabile in acqua.

Di quest'ultima parte poi, solo una piccola parte è da considerare *realmente* dilavabile.

A titolo di esempio, si riporta in Figura 9 il risultato della valutazione della quantità di cromo e zinco presenti e realmente dilavate in una malta cementizia con cenere volante [7].

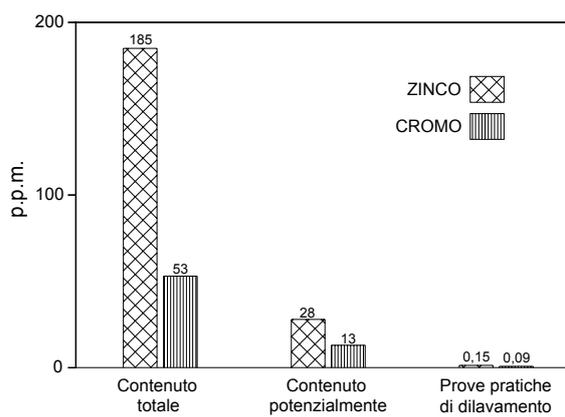


Figura 9 – Malta cementizia con cenere volante: confronto tra contenuto totale e quantità realmente dilavabile di Zn e Cr

In Figura 10 si riporta inoltre il risultato di una delle molte sperimentazioni [7] dove è evidente l'effetto benefico della cenere nei confronti della dilavabilità di una malta cementizia.

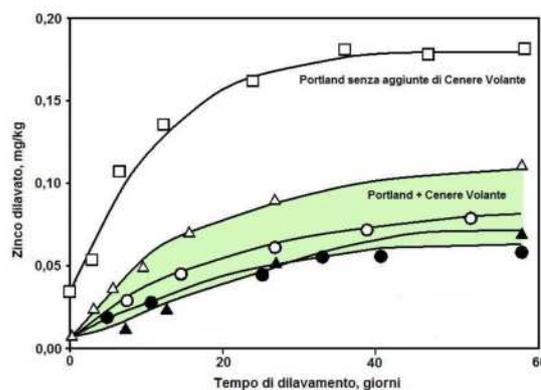


Figura 10 – Riduzione del dilavamento dello zinco ad opera della cenere volante [7]

Questo effetto benefico è da attribuire alla reazione pozzolanica ed all'effetto fillerizzante delle ceneri volanti.

Relativamente all'aspetto legato alle emissioni di radiazioni radon, la cenere volante, come del resto tutti i sottoprodotti derivanti da processi industriali e riutilizzati in nuove attività di produzione, è stata sottoposta negli anni a numerose sperimentazioni.

Non solo è stato dimostrato che la presenza di cenere volante nei conglomerati cementizi non ne determina alcun aumento della naturale radioattività, ma recenti indagini [8] hanno stabilito come la presenza della cenere volante nel calcestruzzo determina una riduzione della esalazione naturale di radon verso l'ambiente esterno.

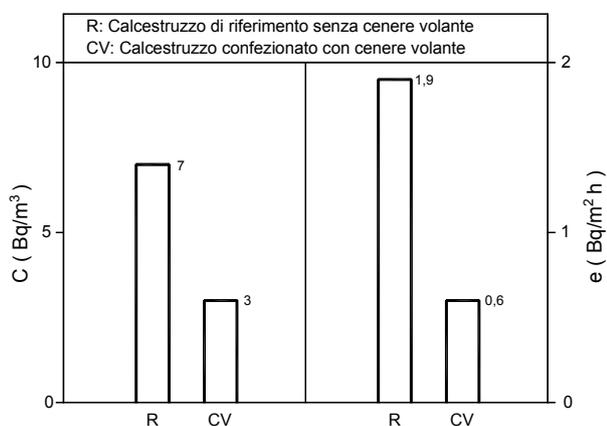


Figura 11 – Influenza della presenza di cenere sulla velocità di esalazione del radon e la sua concentrazione nell'ambiente [8]

In Figura 11, a titolo di esempio, viene riportato parte del notevole risultato ottenuto in una sperimentazione condotta in Germania.

Vengono confrontati un calcestruzzo confezionato con solo cemento Portland (indicato con R in Figura 11) ed uno confezionato utilizzando cenere volante (20% in peso sul legante).

I parametri di confronto sono la velocità di esalazione e del gas radon e la sua concentrazione C nell'ambiente circostante il calcestruzzo.

Questo notevole aspetto della cenere volante è dovuto prima di tutto alla sua matrice vetrosa che ha come effetto una bassa emissione e poi all'effetto di riempimento dei pori grazie all'azione fillerizzante.

A seguito di tale riempimento la diffusione del radon verso l'ambiente viene notevolmente ridotta.

6. CONCLUSIONI

La sostenibilità dello sviluppo, ormai divenuta questione principale della politica di tutti i maggiori paesi industrializzati, si traduce praticamente in pochi ma essenziali obiettivi.

Maggiore attenzione al risparmio di risorse energetiche e naturali, più spazio alla gestione razionale dei materiali di "scarto" derivanti dalle attività umane e riduzione delle emissioni inquinanti.

La cenere volante, grazie alle sue caratteristiche chimico – fisiche consente di realizzare la totalità degli obiettivi appena citati e lo fa passando attraverso il raggiungimento di standard tecnologici elevatissimi in numerosi campi applicativi.

Nella sua forma beneficiata, infine, trova una migliore e più razionale condizione di utilizzo, divenendo, a tutti gli effetti una preziosa risorsa "artificiale".

BIBLIOGRAFIA

- [1] BRUNDTLAND (1987) – Conferenza di Rio de Janeiro sul Nostro Futuro comune.
- [2] L.K., A.SEAR – *The use of fly ash for enhancing durability and sustainability.*
- [3] M. PUCCIO (1983) – Le ceneri di carbone. Ed. ITEC.
- [4] UNI EN 450 – parti 1 e 2.
- [5] G. BELZ, P. CARAMUSCIO - *Valorizzazione delle ceneri provenienti dagli impianti di combustione a carbone.*
- [6] VALENTE M., LIBERATORE F., BRESSAN M., SFORZA G., SECHI A., ALLASIA A. (2007) – *Aumento dell'affidabilità strutturale dovuto alla maggiore omogeneità del conglomerato in opera, ottenuta mediante l'impiego di componenti pozzolanici fillerizzante, quali le ceneri volanti (Micro Pozz PFA) nelle miscele in calcestruzzo.* Giornate AICAP 2007.
- [7] P. SCHIESSL, I. HOHBERG – I materiali cementizi a salvaguardia dell'ambiente: la cessione dei metalli pesanti nei conglomerati con cenere. *Enco Journal* n°10.
- [8] P. SCHIESSL, I. HOHBERG – Radioattività dei materiali da costruzione. *Enco Journal* n°12.

SULLA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA RESIDUA DI STRUTTURE DI C.A. DOPO L'ESPOSIZIONE ALL'INCENDIO

Ilaria Venanzi, Annibale Luigi Materazzi

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Perugia

SOMMARIO

Nella presente memoria viene proposta una metodologia per la valutazione della capacità portante residua di elementi strutturali in c.a. esposti all'incendio. Essa è finalizzata alla costruzione del dominio di interazione corrispondente alla capacità portante residua delle sezioni che viene costruito tenendo conto del degrado della resistenza dei materiali dopo il raffreddamento, cioè del legame tra la massima temperatura raggiunta in ogni punto della sezione e la resistenza residua. La distribuzione delle temperature sulla profondità dell'elemento può essere valutata mediante analisi numeriche. La curva tempo-temperatura dell'incendio reale può essere ottenuta con tecniche avanzate di modellazione. La metodologia proposta è saggiata con applicazioni numeriche su casi di studio.

SUMMARY

In the present paper a procedure for the assessment of the residual strength of R.C. structural members after a fire is proposed. The aim of the procedure is to build an interaction diagram corresponding to the residual load bearing capacity of the cross-sections. The diagram is obtained taking into account the decay of the materials' strength after cooling down, namely the relationship between the maximum temperature reached in every point of the cross-section and the residual strength. The temperature distribution on the member's depth can be evaluated through numerical analyses. The time-temperature curve of the real fire can be obtained through advanced simulation techniques. The proposed methodology is tested through numerical analyses on case studies.

1. INTRODUZIONE

La valutazione della capacità portante residua di strutture di c.a. che sono state esposte ad incendio è un problema delicato e complesso che richiede la conoscenza delle modalità di sviluppo dell'incendio, la stima della effettiva resistenza del calcestruzzo e dell'acciaio dopo il raffreddamento ed un'appropriata modellazione del comportamento termico e meccanico delle strutture.

In molti casi la conoscenza della resistenza residua dei materiali, anche dopo una sperimentazione in-situ accurata ed estensiva condotta mediante indagini non distruttive o parzialmente distruttive, non è sufficiente allo scopo. Infatti, prove sperimentali in-situ, basate sulla valutazione dell'indice di rimbalzo o sulla prova di pull-out, di rado forniscono informazioni su tutta la profondità della sezione ma si limitano ad uno strato superficiale [3]. Invece le prove ultrasoniche ed il prelievo di carote per prove di laboratorio possono fornire solo un valore medio della resistenza residua del calcestruzzo [23]. Ulteriori metodi di recente diffusione, quali la termoscopia, la colorimetria o la resistenza alla perforazione, sebbene promettenti [7], sono ancora in fase di studio. Al fine di valutare la capacità portante residua dell'elemento strutturale, è invece necessario determinare accuratamente la distribuzione delle massime temperature raggiunte all'interno della sezione durante l'incendio. Infatti, ogni singola parte della sezione dà il suo contributo alla capacità portante globale con una resistenza che dipende dalla massima temperatura

raggiunta localmente durante l'incendio. A questo scopo, si possono integrare le prove sperimentali e le indagini vive con metodi numerici [4], basati sulla soluzione diretta della equazione di scambio termico, una volta note le proprietà termiche dei materiali dipendenti dalla temperatura.

Dopo aver valutato la distribuzione delle massime temperature raggiunte all'interno della sezione, è necessario stabilire la dipendenza delle resistenze meccaniche di calcestruzzo e acciaio dalla temperatura raggiunta durante l'incendio. Da un'analisi dello stato dell'arte si evince la dipendenza della resistenza residua del calcestruzzo dalla massima temperatura raggiunta, dalle modalità e dalla velocità di raffreddamento (in aria, con getto d'acqua, ecc...), dal tipo di aggregati e dalla resistenza iniziale del calcestruzzo [6], [13], [16], [17], [19]. Per quanto riguarda l'acciaio, il decadimento della resistenza dopo l'incendio dipende dalla massima temperatura raggiunta, dal tipo di acciaio (normale o da precompressione) e dal processo produttivo utilizzato, mentre dipende in misura minore dal metodo di raffreddamento e dal diametro delle barre [18], [21].

La resistenza residua è influenzata anche dal fenomeno dello spalling. E' evidente infatti che se durante l'incendio, alcune parti della struttura hanno subito l'espulsione del copriferro, la resistenza delle sezioni dopo il raffreddamento ne risulterà influenzata. Il comportamento nei confronti dello spalling è diverso per calcestruzzi normali (NSC), calcestruzzi ad alta resistenza (HSC), calcestruzzi leggeri (LWC) e auto

compattanti (SCC). In generale, un calcestruzzo avente minore permeabilità è più soggetto allo spalling, ma la severità del fenomeno dipende dal tipo di aggregato, dalla qualità del calcestruzzo e dal contenuto d'acqua. In particolare, i calcestruzzi ad alta resistenza e i calcestruzzi alleggeriti presentano, comparativamente, un maggiore pericolo di spalling [12].

In letteratura i riferimenti sulle procedure di valutazione della resistenza residua non sono molto numerosi. Esistono studi sia sperimentali che numerici sulla valutazione della capacità portante residua di colonne in c.a. [14] ma a tutt'oggi le Normative Europee, pur trattando in maniera estesa il progetto di strutture suscettibili di essere esposte all'incendio [9], riservano ben poco spazio all'argomento della resistenza residua delle strutture dopo l'incendio [10].

Nella presente memoria viene perfezionata una metodologia per la valutazione della capacità portante residua di elementi strutturali in c.a. esposti all'incendio, già sviluppata con riferimento ad un caso di studio consistente in un edificio di c.a. soggetto ad un incendio reale [22]. Le potenzialità della metodologia proposta sono, in questa memoria, saggiate mediante applicazioni numeriche su casi di studio. In particolare viene valutata la capacità portante residua di elementi strutturali in c.a. esposti ad un incendio reale.

2. RESISTENZA RESIDUA DEI MATERIALI DOPO L'ESPOSIZIONE ALL'INCENDIO

2.1 Il calcestruzzo

La riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo che è stato esposto ad alta temperatura è causata da diversi fenomeni legati tra loro. Innanzitutto, il gradiente termico che si instaura inevitabilmente tra i suoi componenti, così come i valori diversi dei coefficienti di dilatazione termica dei costituenti provocano un'espansione differenziale tra aggregati e matrice cementizia e quindi l'istaurarsi di stati di tensione che possono causare micro fessurazione, fessurazione e/o spalling. Inoltre, la decomposizione degli idrati, (gel di silicato di calcio, idrossido di calcio, ettringite), ha effetto sulle proprietà termo-meccaniche del calcestruzzo in quanto le reazioni di idratazione tra i componenti e l'acqua sono influenzate dalla temperatura. Come risultato della decomposizione degli idrati, la porosità aumenta con conseguente diminuzione della resistenza a compressione. Infine, la formazione di acqua libera per evaporazione e per la decomposizione del gel di idrossido silicato di calcio e dell'idrossido di calcio, produce un aumento di pressione nei pori, ulteriore causa dei fenomeni di fessurazione e di spalling.

Risulta quindi che la resistenza a compressione residua del calcestruzzo dopo l'esposizione all'incendio è influenzata da diversi fattori quali:

- la composizione (rapporto acqua/cemento, additivi);
- il tipo e la qualità degli aggregati e del cemento;
- il tempo di esposizione;
- le modalità di raffreddamento;
- la compattezza e la omogeneità del getto.

L'influenza del tipo di aggregati e del rapporto acqua cemento è evidenziata già nei primi lavori pubblicati sull'argomento [16], in quanto aggregati di composizione diversa presentano un diverso andamento del coefficiente di espansione con la temperatura e subiscono differenti trasformazioni chimiche che hanno influenza sul comportamento termo-meccanico del calcestruzzo.

Per quello che riguarda le modalità di raffreddamento, si nota che una maggiore riduzione della resistenza si verifica nei campioni raffreddati in acqua, rispetto a quelli raffreddati in aria, ma che l'influenza della velocità di raffreddamento e del tempo di esposizione diminuisce con l'aumento della massima

temperatura raggiunta [13], [17].

In Figura 1 sono mostrati alcuni risultati sperimentali e modelli numerici che rappresentano la variazione della resistenza residua a compressione per calcestruzzi con aggregati silicei in funzione della massima temperatura di riscaldamento. In particolare, sono mostrati i risultati sperimentali ottenuti da Chang et al. (2006) [6] per calcestruzzi con aggregati silicei aventi due diversi valori della resistenza caratteristica a compressione. Sono inoltre mostrati, per confronto, i modelli della resistenza residua proposti da Abrams [1] e dall'Eurocodice 4 [10] e i modelli analitici proposti per l'interpolazione dei dati sperimentali:

$$\frac{f'_{cr}}{f'_c} = 1.008 + \frac{T}{450 \cdot \ln(T/5800)} \quad (1)$$

$$\frac{f'_{cr}}{f'_c} = \begin{cases} 1.01 - 0.00055 \cdot T & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 200^\circ\text{C} \\ 1.15 - 0.00125 \cdot T & 200^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (2)$$

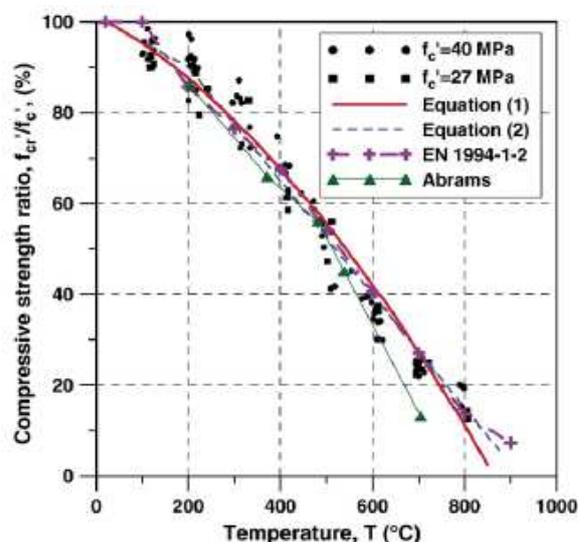


Figura 1 - Resistenza residua a compressione: risultati sperimentali e modelli numerici per calcestruzzo con aggregati silicei [6]

Le normative tecniche vigenti trattano l'argomento della resistenza residua del calcestruzzo in maniera ancora marginale. La Norma Americana ACI 216.1-97 propone leggi di variazione della resistenza residua con la temperatura per calcestruzzi confezionati con diversi tipi di aggregati [2]. In Figura 2 è mostrata la curva che rappresenta la resistenza residua a compressione di un calcestruzzo con aggregati calcarei, in funzione della temperatura.

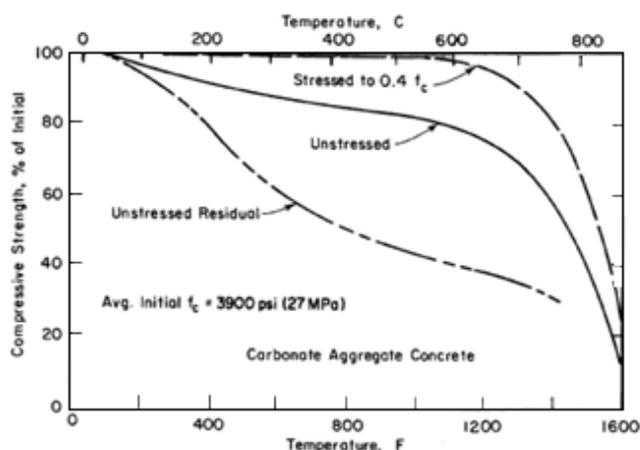


Figura 2 - Resistenza residua a compressione per calcestruzzo con aggregati calcarei (unstress residual) [2]

L'Eurocodice 4 [10] fornisce l'andamento della resistenza residua a compressione del calcestruzzo in funzione della temperatura (Figura 3).

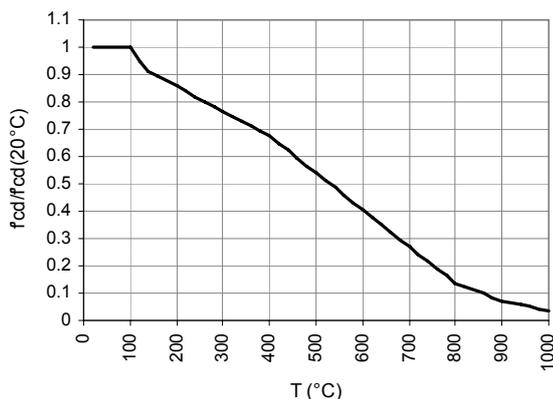


Figura 3 - Resistenza residua a compressione del calcestruzzo [10]

Negli ultimi anni, l'attenzione della ricerca scientifica è stata soprattutto orientata alla caratterizzazione della resistenza residua di calcestruzzi ad alta resistenza [19], dato l'elevato interesse all'impiego di tale materiale innovativo. I calcestruzzi ad alta resistenza presentano una maggiore perdita di resistenza di quelli normali, nell'intervallo di temperature tra i 25°C to 400 °C [19]. Inoltre sono maggiormente esposti al rischio di spalling, a causa della loro minore permeabilità. Per mitigare questo problema si possono aggiungere all'impasto fibre di polipropilene o tessuti in fibre di carbonio e/o di vetro.

2.2 L'acciaio da cemento armato

Per quanto riguarda l'acciaio, la variazione delle proprietà meccaniche dopo l'esposizione all'incendio è influenzata principalmente dal processo produttivo, dalla composizione chimica, dalla modalità di raffreddamento e in misura minore dal diametro delle barre [18], [21]. La diminuzione della resistenza a trazione si osserva quando è avvenuta l'esposizione ad una temperatura superiore ai 500-600 °C per l'acciaio da cemento armato normale e superiore ai 400 °C per l'acciaio da cemento armato precompresso. Le modalità di raffreddamento influenzano, oltre alla resistenza residua, anche la duttilità delle barre. In Figura 4 sono riportati i risultati sperimentali relativi alla diminuzione di resistenza a trazione per l'acciaio da cemento armato. In Figura 5 si osserva un aumento della deformazione residua a rottura oltre i 500-600 °C.

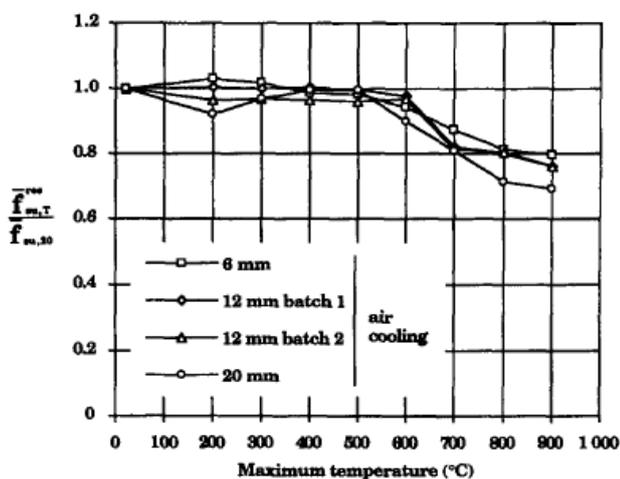


Figura 4 - Resistenza residua a trazione per l'acciaio [18]

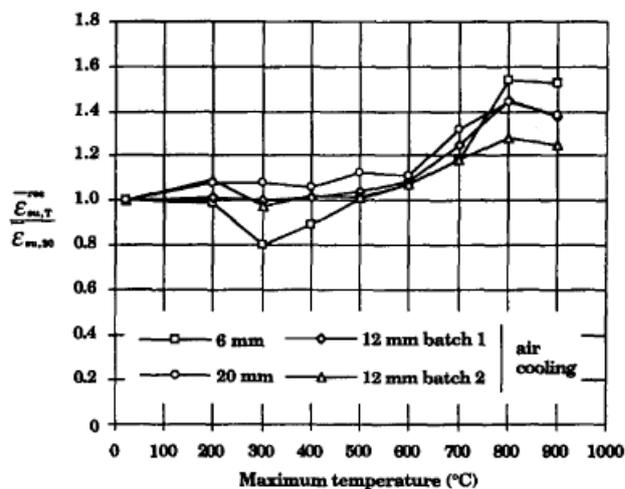


Figura 5 - Deformazione residua a rottura [18]

3. PROCEDURA PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA RESIDUA DOPO L'INCENDIO

La capacità portante residua degli elementi strutturali dopo l'incendio può essere valutata sulla base dei diagrammi di interazione tra lo sforzo normale ultimo N_{ult} e il momento flettente ultimo M_{ult} delle sezioni più sollecitate.

I diagrammi M_{ult} - N_{ult} possono essere determinati considerando la resistenza residua dei materiali dopo il raffreddamento.

In particolare, la resistenza residua dell'acciaio dipende dalla massima temperatura raggiunta da ogni barra d'armatura mentre quella del calcestruzzo dipende dalla massima temperatura raggiunta in ogni punto della sezione di calcestruzzo durante l'incendio.

Poiché è difficile valutare la distribuzione delle massime temperature verificatesi nella sezione, essa può essere stimata attraverso l'analisi del campo termico, prodotto da un'opportuna storia temporale della temperatura dell'aria rappresentativa dell'incendio reale.

Affinché la modellazione sia il più rispondente possibile alla situazione reale, le analisi numeriche devono essere precedute da ispezioni visive e indagini non distruttive sugli elementi strutturali danneggiati dal fuoco, al fine di ricostruire la dinamica dell'incendio e avere un riscontro sperimentale alle assunzioni fatte in merito alle leggi di decadimento delle resistenze dei materiali con la temperatura.

Nel seguito verranno descritte in maniera dettagliata le fasi della metodologia proposta.

3.1 Ispezioni visive e indagini non distruttive

Dopo lo spegnimento dell'incendio è necessario reperire almeno le seguenti informazioni:

- tipologia, quantità e localizzazione dei materiali combustibili presenti nei compartimenti al momento dell'incendio;
- possibile causa di accensione;
- modalità di propagazione dell'incendio. Questa informazione si può ottenere dall'analisi delle massime temperature raggiunte dai singoli elementi strutturali, nota la distribuzione degli stessi e l'eventuale presenza di ventilazione;
- se l'incendio è stato controllato dalla ventilazione o dal combustibile;
- modalità di spegnimento dell'incendio (esaurimento del combustibile o spegnimento con acqua da parte dei vigili del fuoco, ecc...);
- durata dell'incendio;

- tipologia del danno (eccessiva inflessione delle travi e dei solai, spalling, danneggiamento dei nodi);
- carpenteria ed armatura degli elementi danneggiati. Se l'edificio non è recente e non si dispone dei disegni esecutivi, queste informazioni debbono essere ricostruite mediante idonee procedure.

E' inoltre opportuno effettuare un numero significativo di prove non distruttive per valutare la resistenza residua del calcestruzzo, al fine di tarare il modello numerico che si andrà a sviluppare. La quantità e la tipologia delle indagini, dipende dalla disponibilità della strumentazione e dalla possibilità di eseguire sperimentazioni in condizioni di sicurezza. Senz'altro, il metodo di indagine più immediato è la valutazione dell'indice di rimbalzo mediante sclerometro, eventualmente affiancato dall'utilizzo di prove ultrasoniche secondo il metodo SONREB, che permette di avere rapidamente informazioni sui valori medi della resistenza di un elevato numero di elementi strutturali. Altre prove parzialmente distruttive quali pull-out e carotaggi possono essere programmate per avere un riscontro anche visivo sulla qualità del calcestruzzo più interno.

3.2 Modellazione dell'incendio

La fase iniziale della procedura analitica - numerica proposta consiste nell'assegnazione di una legge di variazione della temperatura dell'aria nel compartimento incendiato in funzione del tempo, che rappresenti il più fedelmente possibile l'effettiva variazione della temperatura dell'aria durante l'incendio reale. Tale variazione di temperatura può essere ottenuta studiando l'evoluzione dei fenomeni chimico-fisici che avvengono durante la combustione del materiale contenuto nel compartimento. La valutazione della curva tempo - Temperatura (t,T) è basata sulla risoluzione delle equazioni del bilancio di energia e massa che descrivono analiticamente il trasferimento di calore e di massa tra differenti regioni all'interno del compartimento. A causa della complessità del problema, in generale non è possibile ottenere soluzioni in forma chiusa ma è necessario ricorrere a procedure di analisi numeriche, basate su tecniche di discretizzazione.

I metodi disponibili possono essere classificati in tre categorie.

I metodi "parametrici" utilizzano curve analitiche dipendenti dalle caratteristiche del compartimento e dei materiali in esso contenuti. Esempi di curve parametriche sono disponibili in letteratura [15] o nelle normative tecniche [8] e, a differenza delle curve di incendio convenzionale, hanno la caratteristica di presentare una fase crescente e una fase di decadimento della temperatura, come avviene negli incendi reali.

I metodi "a campi" dividono lo spazio del compartimento in numerose celle bi- o tri-dimensionali e risolvono il problema utilizzando tecniche di fluidodinamica computazionale che richiedono un significativo onere di calcolo.

Metodi di complessità intermedia sono quelli "a zone", che operano dividendo il compartimento in un numero ridotto di zone, aventi caratteristiche similari, che interagiscono tra loro con scambio di massa ed energia. I modelli a zone operano risolvendo, per ogni regione in cui è diviso il compartimento, un sistema di equazioni differenziali che esprimono la conservazione della massa e dell'energia, assumendo valida la legge dei gas ideali e definendo la densità e l'energia interna [11], [20]. Normalmente si considerano solo due strati, uno strato superiore di gas caldi e uno strato inferiore di gas freddi. Il metodo può essere adottato con l'ausilio di opportuni codici di calcolo [5].

3.3 Analisi del campo termico

Una volta nota la curva tempo-Temperatura dell'incendio, si può procedere alla valutazione della distribuzione delle temperature all'interno delle sezioni più sollecitate degli elementi strutturali di cui si vuole valutare la resistenza residua.

Il campo termico in una sezione durante l'incendio può essere valutato numericamente risolvendo l'equazione di Fourier attraverso un approccio agli elementi finiti. A questo scopo, la sezione di ogni elemento strutturale esposto al fuoco è discretizzata in elementi finiti rettangolari o triangolari. La temperatura può essere ragionevolmente assunta costante in ogni elemento, ipotizzando che non ci siano variazioni sulla lunghezza dell'elemento. La soluzione del problema termico richiede la definizione delle condizioni al contorno e delle temperature sulle superfici direttamente esposte al fuoco ottenute dalla modellazione della curva di incendio. Lo scambio di calore sulla superficie della sezione è valutato considerando la convezione e l'irraggiamento all'interfaccia tra l'aria e il calcestruzzo utilizzando la condizione al contorno seguente:

$$q = A \cdot (T_f - T_s) + V \sigma [\alpha \varepsilon_f \Theta_f^4 - \varepsilon_s \Theta_s^4] \quad (1)$$

in cui T_f , T_s , Θ_f , Θ_s rappresentano le temperature dell'aria e del calcestruzzo e i corrispondenti valori assoluti, A è il fattore di convezione, σ è la costante di Stefan-Boltzmann, V è il fattore di forma, α è il coefficiente di assorbimento della superficie esposta al fuoco.

Dopo aver risolto il problema termico per tutta la durata dell'incendio, si valuta la massima temperatura raggiunta da ogni elemento. Può accadere che gli elementi della sezione non raggiungano la massima temperatura nello stesso istante temporale.

Nel caso in cui si voglia considerare l'insorgenza del fenomeno dello spalling durante l'incendio si può procedere nella maniera seguente:

- si valuta l'estensione e la profondità dello strato di copriferro espulso;
- tramite ispezione visiva si procede alla stima della temperatura alla quale presumibilmente sia avvenuto lo spalling T_s , anche riferendosi a dati di letteratura sulle probabili temperature di esplosione, in funzione del tipo di calcestruzzo;
- si procede alla valutazione del campo termico sulla sezione integra, fino alla temperatura T_s ;
- si procede alla soluzione del problema termico con riferimento alla sezione ridotta (senza lo strato di calcestruzzo che ha subito lo spalling), utilizzando come temperature iniziali quelle degli elementi della sezione al tempo T_s e come temperatura iniziale dell'aria sulle nuove superfici esposte quelle al tempo T_s ;
- in caso di incertezza, è conveniente effettuare un'indagine parametrica sulla temperatura di spalling T_s , facendo variare l'istante in cui avviene la riduzione della sezione all'interno di un range ammissibile.

3.4 Diagrammi di interazione e verifiche di sicurezza

Al fine di costruire il dominio di interazione, la sezione è discretizzata in elementi finiti, normalmente adottando la stessa discretizzazione utilizzata per la soluzione del problema termico.

La procedura adottata per la costruzione dei domini di interazione che rappresentano la resistenza residua dopo l'incendio è rappresentata schematicamente in Figura 6.

Per ogni elemento in cui la sezione è stata discretizzata, si valuta la massima temperatura da esso raggiunta durante l'incendio (1).

Una volta scelta la curva che rappresenta la resistenza residua in funzione della temperatura, tra quelle disponibili in letteratura, si valuta la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo dopo l'incendio per l'elemento in esame. In particolare, si entra nel diagramma con il valore della massima temperatura raggiunta dall'elemento considerato e si ottiene il valore della sua resistenza residua (2).

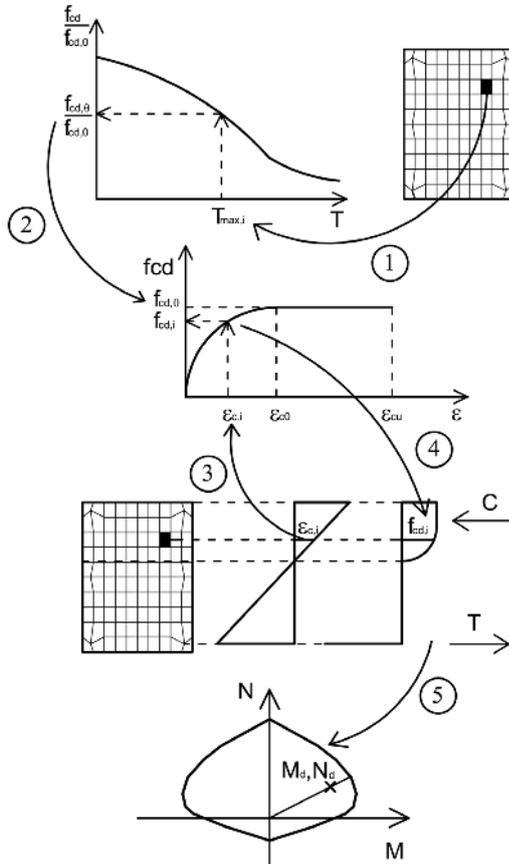


Figura 6 - Rappresentazione schematica della procedura per la valutazione della resistenza residua

Quindi si assegna un diagramma di tentativo delle deformazioni a rottura sulla sezione, assumendo l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane. In corrispondenza del valore di deformazione dell'elemento considerato si valuta il valore della corrispondente tensione (3) (4), utilizzando il diagramma $\sigma - \varepsilon$ del calcestruzzo (per es. il legame parabola-rettangolo) in cui la resistenza di calcolo a compressione sia quella residua, ottenuta tenendo conto della temperatura massima raggiunta dall'elemento.

Per l'acciaio si procede in maniera analoga. Selezionata la curva che rappresenta la resistenza residua a trazione dell'acciaio in funzione della temperatura, si valuta la resistenza di calcolo a trazione di ogni barra d'acciaio in funzione della massima temperatura da essa raggiunta durante l'incendio. In corrispondenza del valore di deformazione di ogni barra d'acciaio, secondo il diagramma di deformazione ipotizzato, si valuta il valore della corrispondente tensione, utilizzando il diagramma $\sigma - \varepsilon$ dell'acciaio (per es. il legame bilineare) in cui la resistenza di calcolo a trazione sia quella residua.

Ripetendo il procedimento per tutti gli elementi della sezione (di calcestruzzo e di acciaio), è possibile determinare il valore della risultante delle forze interne $M_{ult,i}$ e $N_{ult,i}$, corrispondenti all'i-esimo diagramma di deformazione. Si perviene così alla determinazione di un punto del diagramma di interazione $M_{ult} - N_{ult}$.

Si ripete quindi il procedimento in corrispondenza di altri

diagrammi di deformazione per ottenere altri punti del diagramma.

La sicurezza dell'elemento è assicurata se i punti rappresentativi delle sollecitazioni di progetto (M_d, N_d) sono interni al diagramma di interazione.

A differenza del caso della progettazione antincendio, le sollecitazioni di progetto sono valutate applicando i coefficienti parziali utilizzati per il progetto a freddo.

La procedura è applicabile anche alla valutazione della capacità portante di sezioni in cemento armato precompresso. In questo caso, la procedura per la costruzione del dominio di interazione è sostanzialmente analoga.

4. ESEMPI DI APPLICAZIONE DELLA METODOLOGIA PROPOSTA

Per saggiare le potenzialità della procedura proposta, essa è stata applicata a dei casi di studio. In particolare è stato considerato un edificio a due piani in c.a. considerato soggetto ad un incendio reale. Nella Figura 7 è rappresentata una pianta schematica della struttura analizzata mentre in Figura 8 è rappresentata una sezione verticale del telaio intermedio.

Il progetto a freddo degli elementi strutturali è stato effettuato considerando esclusivamente i carichi gravitazionali e supponendo che la struttura sia destinata a civile abitazione.

Si suppone che l'incendio si sia diffuso in tutto il piano terra dell'edificio. L'analisi della resistenza residua è stata effettuata con riferimento a due elementi strutturali tipo, una trave e un pilastro del primo livello le cui dimensioni e armature sono specificate nella Tabella 1. La posizione degli elementi strutturali analizzati all'interno della struttura è rappresentata nelle Figure 7 e 8.

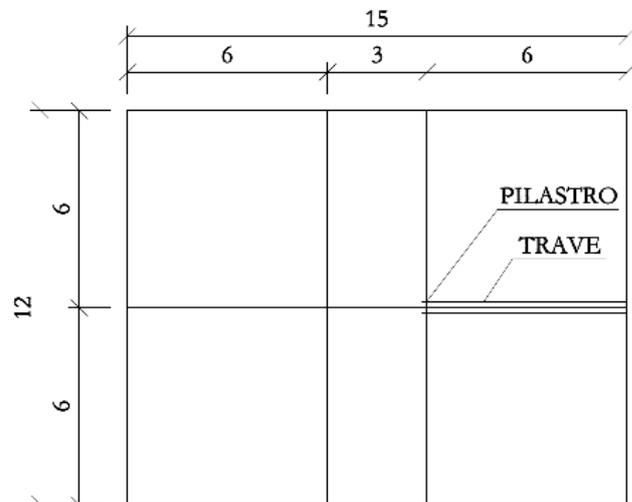


Figura 7 - Pianta schematica dell'edificio, in cui sono evidenziati gli elementi analizzati

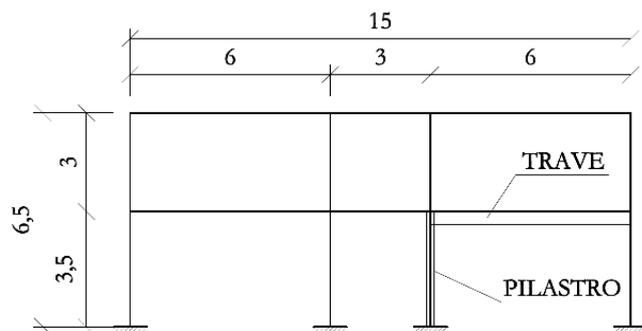


Figura 8 - Sezione schematica del telaio intermedio, in cui sono evidenziati gli elementi analizzati

Tabella 1 - Carpenteria ed armatura della trave e del pilastro considerati

	Dimensioni	Armature sup.	Armature inf.
Trave	30 x 60 cm	5 ϕ 20	4 ϕ 18
Pilastro	30 x 30 cm	3 ϕ 18	3 ϕ 18

4.1 Modellazione dell'incendio

Per la modellazione dell'incendio reale è stata utilizzata la curva parametrica proposta da Ma & Mäkeläinen nel 2000 [15]. Tale modello è stato sviluppato per valutare l'evoluzione nel tempo della temperatura in un compartimento di piccola e media grandezza in cui l'incendio sia dovuto a materiale celluloso e sia completamente sviluppato. La curva tempo - Temperatura viene determinata assegnando la massima temperatura dell'aria e la durata dell'incendio che sono ottenute a partire dal carico d'incendio, dalla percentuale di aperture nel compartimento, dalla geometria e dalle proprietà termiche delle superfici del compartimento. La curva tempo-temperatura è espressa dalla relazione:

$$\frac{T_g - T_0}{T_{gm} - T_0} = \left(\frac{t}{t_m} \exp \left(1 - \frac{t}{t_m} \right) \right)^\delta \quad (3)$$

in cui T_g è la temperatura dell'aria ($^{\circ}\text{C}$), T_{gm} è la massima temperatura dell'aria ($^{\circ}\text{C}$), T_0 è la temperatura ambiente (20°C), t è il tempo e t_m è il tempo corrispondente alla massima temperatura dell'aria e δ è la costante di forma della curva.

Per studiare l'influenza della forma e della durata dell'incendio sulla resistenza residua, sono state considerate 3 diverse curve parametriche, corrispondenti a diversi valori della massima temperatura raggiunta nel compartimento e a diverse durate dell'incendio stesso. In particolare, le prime due curve presentano uno stesso valore della massima temperatura raggiunta nel corso dell'incendio ma diversa durata mentre la terza presenta un valore minore della temperatura massima dell'incendio e durata uguale a quella del secondo incendio. In Figura 9 sono mostrate le curve parametriche utilizzate.

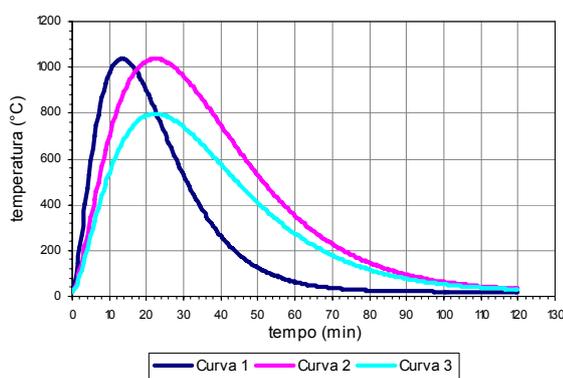


Figura 9 - Curve parametriche utilizzate per la modellazione dell'incendio

In Tabella 2 sono riportati i valori del carico d'incendio, della durata e della temperatura massima raggiunta per le 3 curve parametriche considerate.

Tabella 2 - Parametri significativi delle curve parametriche di incendio

	Carico d'incendio (MJ/m^2)	Durata (min)	T_{max} ($^{\circ}\text{C}$)
Curva 1	550	22	1050
Curva 2	920	35	1050
Curva 3	920	35	800

4.2 Analisi della resistenza residua

La valutazione della resistenza residua è stata eseguita con riferimento ai due elementi indicati in Figura 7. Si tratta di una trave e di un pilastro al primo livello che sono stati considerati soggetti alle tre curve di incendio parametrico sopra descritte. In una prima fase si è ipotizzato che le sezioni non subiscano lo spalling esplosivo mentre in seguito è stato trattato il caso di sezioni soggette a spalling di una parte del copriferro.

4.2.1 Analisi termica

Ai fini della valutazione della distribuzione delle temperature interne alle sezioni durante l'incendio, la temperatura è stata assunta costante lungo ogni elemento strutturale, ipotizzando che non ci sia variazione sulla lunghezza dell'elemento. In questo modo è possibile ricondurre un problema tridimensionale ad un problema bidimensionale.

La sezione trasversale degli elementi esposti al fuoco è stata discretizzata con elementi finiti rettangolari.

La variazione del campo termico all'interno della sezione durante l'incendio è stata valutata risolvendo l'equazione di Fourier utilizzando un approccio agli elementi finiti. A questo scopo è stato necessario definire la variazione con la temperatura delle proprietà termiche del calcestruzzo tra cui la conducibilità termica, il calore specifico e la densità del calcestruzzo. Per le analisi effettuate sono state adottate le proprietà termiche del calcestruzzo suggerite dalla EN 1992-1-2. Essendo la superficie del calcestruzzo molto superiore a quella dell'acciaio, ai fini della valutazione delle mappature termiche è stata trascurata la presenza dell'acciaio e la sezione trasversale è stata considerata omogenea.

Per la definizione delle condizioni al contorno, il fattore di convezione è stato assunto pari a $0.25 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ e il coefficiente di assorbimento pari a 0.9.

La trave è stata considerata riscaldata in corrispondenza dell'intradosso e delle superfici laterali fino al livello del solaio mentre il pilastro è stato considerato riscaldata sui quattro lati.

Le analisi termiche sono state ripetute considerando le 3 curve parametriche specificate in Figura 9.

4.2.2 Valutazione della sicurezza

Per costruire i domini d'interazione degli elementi analizzati è necessario conoscere la variazione della resistenza residua a compressione del calcestruzzo e della resistenza residua a trazione dell'acciaio in funzione della massima temperatura raggiunta da ogni elemento in cui la sezione è stata discretizzata.

Per la resistenza residua a compressione del calcestruzzo si è scelto di utilizzare la legge di variazione con la massima temperatura proposta dall'Eurocodice 4 [10], rappresentata in Figura 3.

Per la resistenza residua a trazione dell'acciaio, si è scelto di adottare un modello della variazione con la massima temperatura di riscaldamento che approssima i risultati sperimentali di Neves et al. [17], rappresentati nella Figura 4.

Per i legami costitutivi di calcestruzzo e acciaio sono state adottate le leggi $\sigma - \varepsilon$ proposte dalla UNI EN 1992-1-1.

4.2.3 Risultati

Sono stati determinati i domini di interazione per entrambi gli elementi strutturali analizzati considerando le 3 diverse curve di incendio parametriche sopra specificate.

Nelle Figure 12 e 13 sono rappresentati i domini di interazione del pilastro e della trave. In particolare sono mostrate la curva di interazione prima dell'incendio e quelle dopo l'incendio, ottenute dopo l'esposizione ai 3 incendi

parametrici scelti. Negli stessi diagrammi sono mostrati i punti rappresentativi delle sollecitazioni di calcolo.

Si osserva la forte dipendenza dei domini di interazione dalla curva tempo-Temperatura utilizzata. In particolare, l'incendio più gravoso è quello definito dalla curva n° 2, che ha una maggiore durata e raggiunge una temperatura più elevata. Si può notare, inoltre, che il contributo della diminuzione di resistenza dell'acciaio è trascurabile, in quanto le temperature massime raggiunte dalle barre sono sempre inferiori ai 600 °C, temperatura oltre la quale si ha una significativa diminuzione di resistenza dell'acciaio.

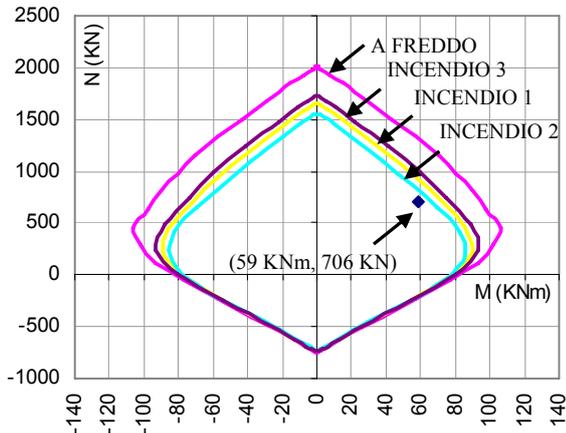


Figura 10 - Dominio di interazione M-N per il pilastro, dopo l'esposizione al fuoco secondo le 3 curve parametriche considerate

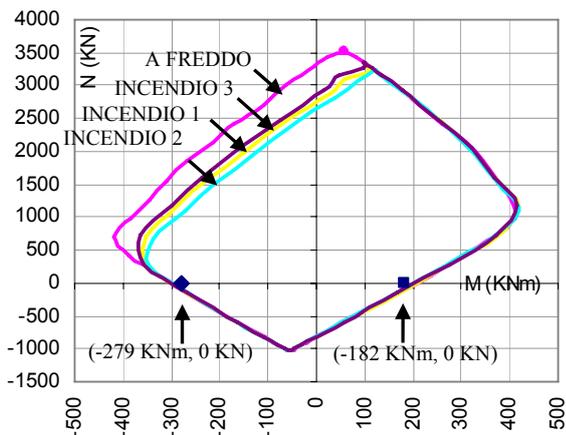


Figura 11 - Dominio di interazione M-N per la trave, dopo l'esposizione al fuoco secondo le 3 curve parametriche considerate

4.3 Analisi della resistenza residua in caso di spalling

Con riferimento al pilastro analizzato, è stato valutato anche il caso in cui durante l'incendio sia avvenuta una parziale espulsione del copriferro.

L'analisi del problema termico per la valutazione delle massime temperature raggiunte dai diversi punti all'interno della sezione è stata effettuata con le modalità discusse nel Paragrafo 3.3.

In particolare, è stato valutato il campo termico sulla sezione integra fino alla temperatura di spalling e oltre tale temperatura si è proceduto alla soluzione del problema termico con riferimento alla sezione ridotta, utilizzando come condizioni iniziali quelle ottenute dalla precedente analisi sulla sezione integra.

Per valutare l'influenza della temperatura di spalling è stata effettuata un'indagine parametrica facendo variare tale temperatura da 300 °C a 500 °C con incrementi di 100 °C. Infatti, poiché non sempre è possibile, dalle ispezioni in-situ, riuscire a stabilire la temperatura alla quale è avvenuto lo

spalling, si è voluto analizzare l'effetto di una sua stima approssimata sulla capacità portante residua della sezione.

Nelle Figure 14 e 15 sono stati confrontati i domini di interazione a freddo degli elementi analizzati con quelli ottenuti tenendo conto dello spalling avvenuto a diverse temperature e quelli ottenuti non tenendo conto dello spalling. In tutti i casi è stato considerato l'incendio più gravoso, quello rappresentato dalla curva parametrica n°2. All'interno dei domini sono stati riportati i punti rappresentativi delle sollecitazioni di progetto.

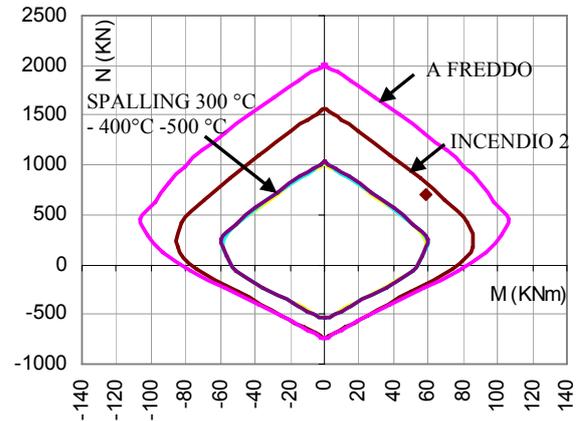


Figura 11 - Domini di interazione del pilastro, valutati sulla sezione integra e sulla sezione che ha subito lo spalling, avvenuto a diverse temperature con incendio definito dalla curva n° 2

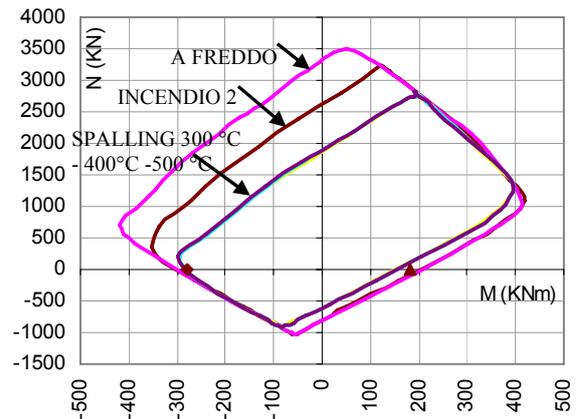


Figura 12 - Domini di interazione della trave, valutati sulla sezione integra e sulla sezione che ha subito lo spalling, avvenuto a diverse temperature con incendio definito dalla curva n° 2

Si osserva la significativa riduzione dei domini di interazione ottenuta considerando lo spalling del copriferro rispetto al caso in cui si è considerata la sezione integra. Questo effetto è dovuto soprattutto al contributo dell'acciaio che, dopo l'espulsione del copriferro, raggiunge temperature superiori ai 600 °C, alle quali la resistenza a trazione dell'acciaio si riduce notevolmente. Tale riduzione fa sì che entrambi gli elementi analizzati non risultino più in condizioni di sicurezza.

Inoltre, la trascurabile influenza della temperatura di spalling sulla capacità portante residua della sezione è dimostrata dal fatto che i tre domini di interazione, ottenuti tenendo conto dello spalling a diverse temperature, sono pressoché coincidenti.

5. CONCLUSIONI

Nella presente memoria è stata sviluppata una procedura per la valutazione della capacità portante residua di elementi strutturali di c.a. La procedura consiste nella costruzione dei

domini di interazione, utilizzando le resistenze residue dei materiali dopo l'incendio, che sono funzione della massima temperatura di riscaldamento di ogni singola porzione del materiale che costituisce la sezione. Prerequisiti per l'applicazione della procedura sono la conoscenza delle leggi di variazione della resistenza residua del calcestruzzo e dell'acciaio con la temperatura e la distribuzione delle massime temperature raggiunte in ogni punto delle sezioni. Per la definizione della curva di incendio necessaria per valutare il campo termico, possono essere utilizzati modelli di incendio parametrico oppure possono essere adottate tecniche di fluidodinamica computazionale. In ogni caso, la definizione della curva di incendio deve essere preceduta da indagini finalizzate a valutare la natura e la dinamica dell'incendio in maniera da poterlo simulare più realisticamente. Anche le ispezioni visive e le indagini con metodi non distruttivi costituiscono parte integrante della procedura, in quanto contribuiscono alla comprensione dell'evoluzione dell'incendio e alla taratura dei modelli di calcolo.

La procedura è stata applicata alla valutazione della capacità portante residua di alcuni elementi strutturali facenti parte di un telaio di c.a. per civile abitazione. Sono stati considerati 3 diversi modelli di incendio parametrico al fine di valutare l'influenza della corretta interpretazione della dinamica dell'incendio sulla capacità portante residua delle sezioni. I risultati hanno mostrato che, l'effetto della modellazione dell'incendio risulta significativo.

La procedura proposta permette di tenere conto anche dell'insorgenza dello spalling durante l'incendio. E' quindi stato considerato il caso di elementi soggetti in alcune loro parti ad espulsione del copriferro. E' stata effettuata un'indagine parametrica sulla temperatura di spalling, per stabilire l'influenza dell'incertezza sulla valutazione di tale temperatura. Le analisi hanno mostrato che l'influenza dello spalling sulla capacità portante residua degli elementi è significativa e tale da rendere meno importante la corretta valutazione della temperatura di spalling.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia l'Ing. Michele Zappia, comandante provinciale V.V.F. di Terni, per la collaborazione prestata nello sviluppo della ricerca.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Abrams, M.S. - (1971), Compressive strength of concrete at temperature to 1600F, temperature and concrete, *ACI SP-25, American Concrete Institute*, 33-58.
- [2] ACI 216.1-97/TMS 0216.1-97 - (1997), Standard Method for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies.
- [3] Alonso, C. - (2008), Assessment of post-fire reinforced concrete structures: Determination of depth of temperature penetration and associated damage, *Proc. Of the 2nd conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting*, Cape Town, Sud Africa.
- [4] Anderberg, Y. - (2008), Assessment of fire-damaged concrete structures and the corresponding repair measures, *Proc. Of the 2nd conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting*, Cape Town, Sud Africa.
- [5] Bukowski, R.W., Peacock, R.D., Jones, W.W., Forney, C.L. - (1991), HAZARD I: Fire Hazard Assessment Method, *NIST Handbook n° 146*. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg.
- [6] Chang, Y.F., Chen, Y.H., Sheu, M.S., Yao, G.C. - (2006), Residual stress-strain relationship for concrete after exposure to high temperature. *Cement and Concrete Research*. 36, 1999-2005.
- [7] Colombo, M., Felicetti, R. - (2006), New NDT techniques for the assessment of FIRE damaged concrete structures. *4th Int. WSp. Structures in Fire, SIF'06*, Aveiro, Portugal.
- [8] UNI EN 1991-1-2 - (2004), Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco.
- [9] UNI EN 1992-1-2 - (2005), Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
- [10] UNI EN 1994-1-2 - (2005), Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
- [11] Friedman, R. - (1992), An International survey of computer models for fire and smoke, *J. Of Fire Prot. Engr.* 4 (3), 81-92.
- [12] Hertz, K. D., - (2003), Limits of spalling of fire-exposed concrete, *Fire Safety Journal*, 38, 103-116.
- [13] Luo, X., Sun, W., Chan, S.Y.N., - (2000), Effect of heating and cooling regimes on residual strength and high-performance concrete. *Cement and Concrete Research*. 30, 379-383.
- [14] Jau, W.C., Huang, K. L., - (2008), A study of reinforced concrete corner columns after fire, *Cement & Concrete Composites*, 30, 622-638.
- [15] Ma, Z., Mäkeläinen, P., - (2000), Parametric temperature-time curves of medium compartment fires for structural design. *Fire Safety Journal*, 34, 361-375.
- [16] Mohamedbhai G.T.G. - (1983), The residual strength of concrete subjected to elevated temperatures. *Concrete*. 17(12), 22-27.
- [17] Mohamedbhai, G.T.G. - (1986), Effect of exposure time and rates of heating and cooling on residual strength of heated concrete. *Magazine of Concrete Research*, 38(136), 151-158.
- [18] Neves, I. C., Rodrigues, J. P. C., de Padua Loreiro, A., - (1996), Mechanical properties of reinforcing and prestressing steels after heating, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 8(4), 189-194.
- [19] Phan, L.T., Carino, N.J. - (2000), Fire Performance of High Strength Concrete: Research Needs, Proceedings of ASCE/SEI Structures Congress 2000, Philadelphia, USA.
- [20] Quintiere, J. - (1989), Fundamentals of enclosure Fire Zone Model, *J. Of Fire Prot. Engr.*
- [21] Nikolaou J., Papadimitriou, G.D. - (2004), Microstructures and mechanical properties after heating of reinforcing 500 MPa class weldable steels produced by various processes (Tempcore, microalloyed with vanadium and work-hardened), *Construction and Building Materials*, 18, 243-254.
- [22] Venanzi I., Materazzi A. L., Zappia M. - (2008) Residual strength of R.C. buildings after a fire: a case study, *International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, ICCRRR 2008*, Cape Town, South Africa.
- [23] Yang, H., Lin, A., Hsiao, C., Liu, J.Y. - (2009), Evaluating residual compressive strength of concrete at elevated temperatures using ultrasonic pulse velocity, 44, 121-130.

UN APPROCCIO SEMPLIFICATO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ STATICA DI EDIFICI ESISTENTI

Gerardo M. Verderame, Maria Polese, Edoardo Cosenza

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Napoli “Federico II”

SOMMARIO

L'accadimento di una serie di “collassi spontanei” negli ultimi anni, apparentemente dovuti ai soli carichi verticali, ha allertato l'opinione pubblica sul problema della sicurezza strutturale degli edifici esistenti. Sebbene una serie di studi abbiano indagato le cause di collasso ed i difetti strutturali che nei singoli casi hanno favorito l'innescarsi di meccanismi di dissesto, la valutazione delle condizioni statiche di edifici esistenti resta una problematica scarsamente affrontata, se non per specifici casi studio. Questo lavoro propone un approccio semplificato per la valutazione della vulnerabilità statica di edifici in Cemento Armato, indagando la capacità portante degli stessi in base ad un'analisi per meccanismi. In particolare, riferendosi a telai in c.a. progettati per soli carichi verticali, sono studiate le condizioni di crisi degli elementi strutturali, travi solai e pilastri, valutando i minimi moltiplicatori di carico che portano alla crisi per flessione o taglio, nel caso di travi e solai, o per eccessiva compressione nel caso dei pilastri. Tenendo conto dei parametri di progettazione comunemente adottati, quali tensioni ammissibili, minime percentuali di armature, passo staffe ecc., e delle caratteristiche dei materiali, quali resistenza a rottura del calcestruzzo e tensione di snervamento dell'acciaio, è proposta una formulazione semplificata per il moltiplicatore associato al singolo meccanismo; tale formalizzazione consente di valutare esplicitamente, oltre che l'influenza dei materiali e dei parametri di progettazione, anche l'effetto di difetti di esecuzione o di errori progettuali.

SUMMARY

The evaluation of the structural safety for existing buildings is felt as a worrisome problem in many countries that have been recently shocked by unexpected, “spontaneous” structural failures. Although several studies have tried to investigate on the inherent structural deficiencies associated to happened collapses, a uniform approach for the evaluation of a building *static vulnerability* under gravity loads, accounting both for potential failures in vertical and horizontal elements, does not exist yet. This paper takes up this challenge, investigating on the dependence of the different failure mechanisms of the main structural elements, in a Gravity Load Designed (GLD) Reinforced Concrete (R.C.) non-sway frame, from a number of design and material factors. In particular, applying basic principles of plasticity theory to the slabs, the beams and the columns of the structural system for different failure mechanisms, the collapse multipliers for the main structural elements are established. The proposed simplified formulations highlight the dependence of each failure condition on proper design parameters and mechanical properties; moreover they allow the explicit evaluation of the effect of some design errors or execution defects.

1. INTRODUZIONE

Alcuni casi recenti di collassi strutturali hanno sensibilizzato l'opinione pubblica e l'interesse scientifico sullo spinoso argomento della sicurezza strutturale per edifici esistenti in c.a. [1-2-3].

Diversi studiosi hanno tentato una classificazione delle principali cause di dissesto [4-5-6-7]. Secondo [5] le maggiori responsabilità sono da attribuire ad "errori di calcolo", seguiti da "errori nella scelta o nella produzione dei materiali", "errori di costruzione" e "progetto inappropriato dei dettagli costruttivi".

I meccanismi di collasso in un edificio in c.a. a telaio possono coinvolgere le strutture verticali, ovvero i pilastri, o quelle orizzontali, travi e solai. Sebbene il primo tipo di collasso sia certamente più pericoloso, visto che è di natura fragile e può potenzialmente coinvolgere l'intero edificio, è stato osservato [8] che il crollo di strutture orizzontali ha una frequenza circa doppia rispetto a quello delle strutture verticali, ed in alcuni casi può innescare meccanismi che interessano l'intera struttura, come documentato in [9].

Diversi studi si sono posti il problema di analizzare i difetti strutturali o le particolari circostanze associate al crollo di elementi verticali [2-3] od orizzontali [10-11]; tuttavia, a conoscenza degli autori, non esiste ancora un approccio uniforme volto alla valutazione della vulnerabilità statica che tenga conto contemporaneamente delle possibili crisi per elementi verticali ed orizzontali.

Lo studio dettagliato della vulnerabilità statica di un edificio esistente [12] ha mostrato che la massima capacità portante dei principali elementi strutturali verticali ed orizzontali di un edificio a telaio in c.a. può essere convenientemente rappresentata in termini di moltiplicatori di collasso λ direttamente dipendenti dalle proprietà dei materiali; al variare di queste ultime la gerarchia di collasso degli elementi può cambiare, avendosi un passaggio da crisi di tipo fragile a duttile e viceversa.

Tuttavia, in fase di valutazione preliminare, disegni tecnici di progetto, relazioni di calcolo e/o rilievi di dettaglio possono non essere disponibili ed in tal caso sarebbe impossibile poter valutare i moltiplicatori di collasso, ed in definitiva esprimere un giudizio sullo stato di un edificio o anche effettuare confronti quantitativi fra diversi edifici.

Al fine di generalizzare l'approccio utilizzato in [12], questo lavoro propone formulazioni sintetiche dei moltiplicatori di collasso λ che possano essere utilizzate anche con un basso livello di conoscenza. Le espressioni dei λ sono funzione di parametri progettuali e proprietà meccaniche desumibili da codici in vigore all'epoca di progettazione e/o da pubblicazioni scientifiche, e solo di pochi parametri geometrici.

Nei paragrafi seguenti, dopo una disamina dei principali difetti strutturali potenzialmente responsabili di seri dissesti strutturali, è riproposta un'analisi dei possibili meccanismi di collasso per le travi, i solai ed i pilastri di edifici esistenti, tenendo conto della eventuale presenza di alcuni di tali difetti.

In particolare, le sezioni e le armature dei principali elementi resistenti sono oggetto di progettazione-simulata con il metodo delle tensioni ammissibili e considerando le pratiche progettuali in vigore fra gli anni '50 e '70 del secolo scorso. Successivamente, applicando i principi base della teoria della plasticità a diversi meccanismi di collasso (flessione e taglio per travi e solaio, sforzo assiale per i pilastri), si sono ricavate espressioni generali per i moltiplicatori dei carichi accidentali che portano ciascun elemento a rottura.

Come si vedrà, le formulazioni proposte evidenziano la dipendenza dei λ dal rapporto fra le resistenze dei materiali e le tensioni ammissibili utilizzate in fase di progettazione, così come dal rapporto dei carichi accidentali di progetto fratto i

permanenti; inoltre esse consentono la valutazione esplicita degli effetti di errori di progettazione e/o di esecuzione. Infine, essendo i moltiplicatori di collasso per ciascun meccanismo espressi in termini di massimo amplificatore dei carichi accidentali applicati sui solai, è possibile il diretto confronto fra i diversi λ e la valutazione di quale meccanismo possa essere attinto prima degli altri.

2. DIFETTI STRUTTURALI

In questo paragrafo sono riportati alcuni esempi di difetti strutturali, esaminando la loro relazione con dissesti locali (di elemento) o globali (di edificio) da un punto di vista strutturale. Essendo una trattazione completa al di fuori dei nostri scopi, si considerano solo alcuni aspetti legati alla progettazione, ai materiali e ad errori esecutivi tipici delle costruzioni in c.a. realizzate in Italia nel ventennio successivo alla seconda guerra mondiale.

2.1 Modelli progettuali

Nonostante il cosiddetto metodo delle tensioni ammissibili generalmente garantisce di progettare strutture con un adeguato margine di sicurezza, può accadere che l'approssimazione nella valutazione dei carichi sugli elementi, spesso effettuata riferendosi a modelli di singolo elemento trascurando la continuità strutturale, porti ad inaspettati abbattimenti di tali margini, come mostrato in [12].

Ad esempio, le sollecitazioni flessionali alle estremità ed in campata per travi e solai erano valutate con formule semplificate del tipo:

$$M = \frac{p \cdot L^2}{\alpha} \quad (1)$$

in cui p è il carico agente sulla campata, L la luce ed α un fattore dipendente dalle condizioni di vincolo ($\alpha = 8 \div 24$). Tale approssimazione è generalmente accettabile, purché si scelgano valori realistici per α .

Tuttavia, considerando l'effettivo schema di trasferimento dei carichi gravitazionali, dai solai alle travi e da queste ultime ai pilastri, se la continuità strutturale non è opportunamente considerata si rischia di introdurre un livello di imprecisione crescente.

La prima approssimazione rilevante era generalmente incontrata nella valutazione del taglio V agli estremi dei solai in cui, trascurando la continuità si ha:

$$V = \frac{(g_k + q_k) \cdot L}{2} \quad (2)$$

in cui g_k e q_k sono i carichi fissi ed accidentali caratteristici, agenti sulla fascia di 1 m di solaio. L'introduzione dei coefficienti di continuità, che variano in un intervallo fra 0.75 per gli estremi di campate laterali ed 1.25 per appoggi centrali [13], consente di tener conto della distribuzione asimmetrica del momento.

Nel trasferimento del carico alle travi, la possibile approssimazione della sollecitazione tagliante per i solai diventa approssimazione per i carichi della trave; pertanto, nel caso in cui il coefficiente di continuità non sia propriamente introdotto, i carichi sulla trave possono essere sottostimati anche del 25%.

Per quanto riguarda i pilastri, la sezione trasversale era dimensionata in base allo sforzo assiale N ed alla tensione ammissibile $\bar{\sigma}_{ca}$ per carichi centrati:

$$A_c = \frac{N}{\bar{\sigma}_{ca}} \quad (3)$$

in cui N è determinato in base all'area d'influenza gravante sull'elemento. Anche in questo caso la continuità strutturale era spesso trascurata, essendo la (3) solo di rado corretta con un fattore di continuità amplificativo della sollecitazione assiale.

L'armatura a taglio degli elementi andava progettata se la tensione tangenziale τ eccedeva un valore limite τ_o , uguale a 0.4 MPa o 0.6 MPa per calcestruzzi normali e ad alta resistenza, rispettivamente [14]. Infatti, si supponeva che per $\tau \leq \tau_o$ la sollecitazione tagliante fosse assorbita interamente dal calcestruzzo, ed il taglio resistente era calcolato come:

$$V_{res} = 0.9 \cdot d \cdot b \cdot \tau_o \quad (4)$$

in cui d e b sono l'altezza utile della sezione la base. In tal caso, erano disposti solo minimi registri di armatura a taglio, quali staffe $\phi 6$ o $\phi 8$ mm ogni 20/25 cm [15], o staffe $\phi 8$ mm con spaziatura pari a $\min(33\text{cm}, 0.8d)$ [16]. Si intuisce come un errore o approssimazione di valutazione delle sollecitazioni, dovuta ad esempio al mancato uso dei coefficienti di continuit , possa portare alla realizzazione di travi scarsamente armate a taglio.

Per i solai, generalmente non armati a taglio, la sollecitazione tagliante era affidata interamente al calcestruzzo; la resistenza a taglio, quindi, veniva ancora valutata con la (4).

2.2 Materiali

La valutazione delle propriet  dei materiali, calcestruzzo e acciaio, era regolamentata dai codici in vigore all'epoca di costruzione. Una delle normative pi  importanti per la sua longevit  risale al 1939 [14]. Quest'ultima, sostituita solo nel 1972 con [16] indicava i criteri di accettazione per i calcestruzzi e le tensioni ammissibili da associare alle relative classi, cos  come i 3 tipi di acciaio utilizzabili, classificati secondo le caratteristiche meccaniche. In particolare, era consentito l'uso di resistenze cubiche a compressione di 12 o 16 N/mm² per calcestruzzi normali o ad alta resistenza; quest'ultimo valore poteva salire a 18.0-22.5 N/mm² se preventivamente determinato. La tensione ammissibile era valutata a circa un terzo della resistenza a compressione, come mostrato in Tabella 1, che riassume le tensioni ammissibili utilizzate in Italia nel periodo 1940-1970 [14].

Tabella 1 – Tensioni ammissibili per calcestruzzo e acciaio [14]

Calcestruzzo		Acciaio
Minima resistenza a compressione	Tensione ammissibile [MPa]	Tensione ammissibile [MPa]
R_c [MPa]	Sforzo assiale	Presso-flessione
12	3.5	4.0
16	4.5	5.0
18-22.5	$(R_c/3) \leq 6.0$	$(R_c/3) \leq 7.5$
		140-180-200

Per quanto concerne l'acciaio, le barre lisce adottabili nelle costruzioni in c.a. dovevano essere caratterizzate da una tensione di snervamento almeno doppia rispetto alla tensione ammissibile di progetto. Questi acciai furono pi  tardi ri-classificati come acciai di qualit  Aq42 Aq50 o Aq60 in funzione della loro resistenza [17], in contrapposizione agli acciai ad adherenza migliorata.

Essendo intrinsecamente un materiale non omogeneo, il calcestruzzo   caratterizzato da una elevata variabilit  delle sue propriet  meccaniche; resistenze minori di 10.0 N/mm² sono rare, ma possibili, come confermato anche in [18; 19].

Sebbene le propriet  dell'acciaio siano definibili in maniera molto meno incerta, questo materiale pu  essere affetto da processi di deterioramento a causa della corrosione che possono ridurre anche sensibilmente l'effettiva area resistente ed abbassare il margine di sicurezza. Seppure la severit  del fenomeno di corrosione   molto pi  significativa in strutture con cattiva esposizione, quali pile da ponte, banchine marine, serbatoi o dighe, anche le costruzioni

ordinarie ne possono subire gli effetti negativi, come documentato in [20; 11].

2.3 Difetti esecutivi

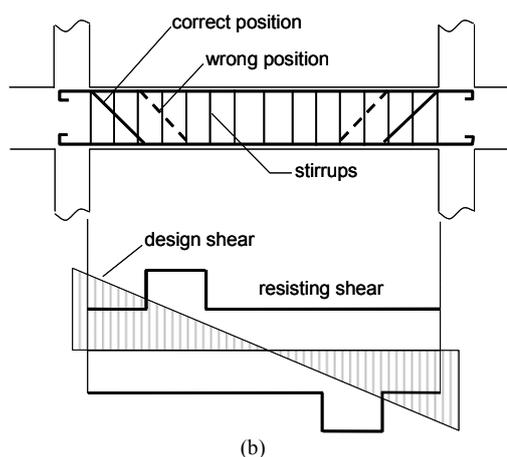
In questa categoria ricadono tutti i difetti dipendenti da errore umano o di esecuzione-organizzazione dei lavori. Pu  accadere che una certa quantit  di armatura longitudinale o trasversale non sia posizionata correttamente nell'elemento, a causa di lunghezze di ancoraggio inadeguate, mancata sovrapposizione, errore di lettura delle dimensioni delle barre o addirittura, dimenticanza nel posizionamento.

Per quanto riguarda le colonne, il minimo passo normativo delle staffe, $s = \min(B/2, 10\phi)$ con B il valore minimo delle dimensioni della sezione trasversale e ϕ il diametro delle barre longitudinali, spesso non era rispettato, o le staffe erano chiuse in maniera inefficace, con uncini a 90  e di lunghezza inadeguata (Figura 1a). Per elevati valori delle sollecitazioni assiali, quindi, si pu  arrivare all'instabilizzazione delle barre longitudinali con conseguente espulsione del copriferro e riduzione della sezione resistente in calcestruzzo.

Per le travi poteva accadere che i sagomati fossero posizionati erroneamente a distanza eccessiva dall'appoggio (Figura 1b), con la risultante inefficacia del meccanismo di Ritter-M rsch. Ancora, un tipico errore nei solai riguarda l'erronea realizzazione di fasce semipiene di lunghezza inadeguata.



(a)



(b)

Figura 1 - Difetti esecutivi: (a) passo delle staffe eccessivo, (b) errato posizionamento dei ferri sagomati

3. I MECCANISMI DI COLLASSO

In questo paragrafo si esaminano i possibili meccanismi di collasso per gli elementi strutturali di un edificio in c.a..

In particolare, applicando principi base della teoria plastica si ricavano i minimi moltiplicatori di collasso per i meccanismi di flessione e taglio nelle travi ed i solai e per lo sforzo assiale nelle colonne.

3.1 Flessione solai e travi

Il moltiplicatore di collasso λ_{Π}^s dei solai a flessione è determinato nell'ipotesi che il meccanismo plastico si formi con due cerniere in appoggio ed una in campata:

$$i \cdot (g_k + \lambda_{\Pi}^s q_k) \left(\frac{L_r^2}{2} + \frac{L_r L_t}{2} \right) = M_{r,y} + M_{t,y} \frac{L_r}{L_t} + M_{s,y} \left(1 + \frac{L_r}{L_t} \right) \quad (5)$$

in cui g_k e q_k sono carichi fissi ed accidentali agenti su di una striscia di solaio di interasse i , $M_{r,y}$, $M_{t,y}$ e $M_{s,y}$ sono i momenti di snervamento sugli appoggi r , t e nella sezione di campata s , L_r ed L_t sono le distanze della sezione s rispetto ad r e t .

Esprimendo il momento di snervamento nella generica sezione come:

$$M_y = 0.9 \cdot d \cdot f_y \cdot A_s \quad (6)$$

in cui A_s è l'area di armatura longitudinale, d l'altezza utile ed f_y la tensione di snervamento dell'acciaio, e ricavando la A_s con le usuali formule di progettazione si ottiene, ricordando la (1):

$$M_y = \frac{f_y}{\sigma_{sa}} M = \frac{f_y}{\sigma_{sa}} \frac{i \cdot (g_k + q_k) L^2}{\alpha} \quad (7)$$

La (7) mostra chiaramente che il momento di snervamento in una sezione può essere ricavato moltiplicando il momento di progetto della stessa per il rapporto f_y/σ_{sa} ; come conseguenza, per un carico pari a $(f_y/\sigma_{sa})(g_k + q_k)$ le tre sezioni r , t ed s raggiungono contemporaneamente il momento di snervamento. In particolare, la sezione s che supera il limite elastico in campata coincide con la sezione di massimo momento progettuale.

La posizione di s (Figura 2) si può ricavare in funzione dei coefficienti di continuità C_r e C_t che dipendono dalle ipotesi progettuali, infatti:

$$L_r = C_r \cdot \frac{L}{2}; \quad L_t = C_t \cdot \frac{L}{2} \quad (8)$$

$$C_r + C_t = 2 \quad (9)$$

Sostituendo le (7), (8) e (9) nella (5) il moltiplicatore dei carichi diviene:

$$\lambda_{\Pi}^s = 4 \frac{f_y}{\sigma_{sa}} \frac{1+\beta}{\beta} \left(\frac{1}{\alpha_r C_r} + \frac{1}{\alpha_t C_t} + \frac{2}{\alpha_s C_r C_t} \right) - \frac{1}{\beta} \quad (10)$$

in cui $\beta = q_k/g_k$ rappresenta l'incidenza dei carichi accidentali sui fissi.

Generalmente, per carichi uniformemente distribuiti i 3 momenti M_r , M_t ed M_s soddisfano l'equazione:

$$\frac{1}{2}(M_r + M_t) + M_s = \frac{i \cdot (g_k + q_k) L^2}{16} (C_r^2 + C_t^2) \quad (11)$$

che, considerando la (1) diviene:

$$\frac{1}{\alpha_r} + \frac{1}{\alpha_t} + \frac{2}{\alpha_s} = \frac{1}{8} (C_r^2 + C_t^2) \quad (12)$$

Considerando la (12) la (10) si può esprimere come:

$$\lambda_{\Pi}^s = \frac{f_y}{\sigma_{sa}} \frac{1+\beta}{\beta} - \frac{1}{\beta} \quad (13)$$

che consente di valutare il moltiplicatore di collasso in funzione di pochi parametri, ovvero f_y/σ_{sa} e l'incidenza dei carichi accidentali sui fissi β .

La Figura 3 mostra λ_{Π}^s in funzione di f_y/σ_{sa} per diversi valori di β . Al crescere di f_y/σ_{sa} il fattore λ_{Π}^s aumenta linearmente; tuttavia λ_{Π}^s decresce al crescere di β .

In Figura 4 si vede come per $f_y/\sigma_{sa} = 1$ il fattore λ_{Π}^s sia pari ad 1, indipendentemente dal valore di β . Inoltre per

$f_y/\sigma_{sa} = 2$, che corrisponde al minimo valore prescritto dalla norma dell'epoca [14], λ_{Π}^s varia fra 3 e 7, essendo maggiore di 4 per $\beta=0.4$, valore tipico per edifici residenziali.

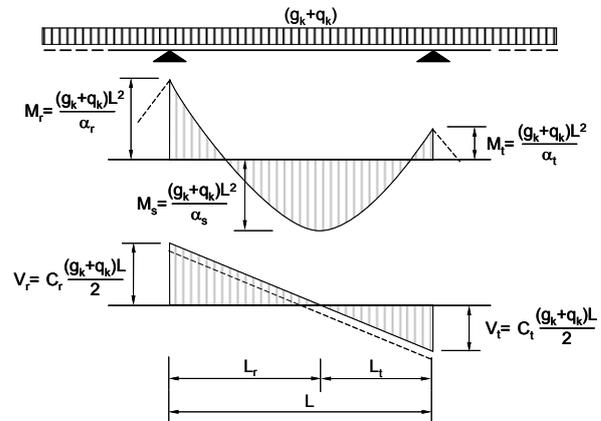


Figura 2 - Coefficienti di continuità

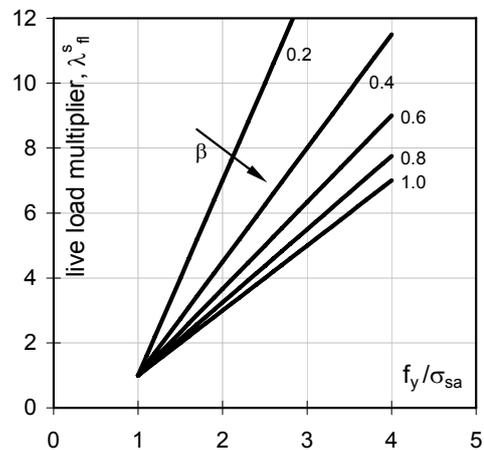


Figura 3 - Moltiplicatori di collasso dei solai a flessione: l'effetto della resistenza specifica

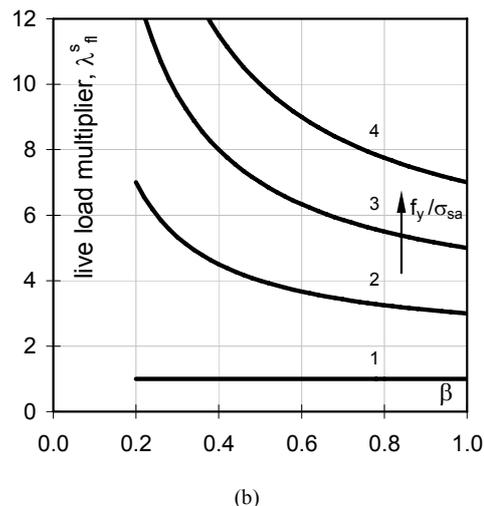


Figura 4 - Moltiplicatori di collasso dei solai a flessione: l'effetto dell'incidenza beta dei carichi accidentali sui fissi

Evidentemente le considerazioni di sopra per i solai possono essere facilmente estese alle travi. In particolare, esprimendo i carichi unitari agenti sulla trave in funzione del

taglio trasmesso dai solai, ed introducendo i necessari coefficienti di continuità si ottiene:

$$\lambda_{fl}^b = \frac{f_y}{\sigma_{sa}} \cdot \frac{(1+\beta) C_{ds}}{\beta C_{vs}} - 1 \quad (14)$$

Nella (14) C_{vs} è il coefficiente di continuità attuale del solaio, ovvero utilizzato ad oggi per il calcolo di verifica, mentre C_{ds} è il coefficiente di continuità utilizzato in fase di progettazione del solaio. La (14) tiene conto del fatto che le sollecitazioni e le relative quantità progettuali (es. A_s) fossero state determinate con un certo coefficiente di continuità C_{ds} (spesso assunto pari ad uno), mentre oggi ai fini della verifica si tiene conto della continuità introducendo C_{vs} opportuni (quindi con $C_{ds}/C_{vs} < 1$) con la conseguente diminuzione di λ_{fl}^b .

3.2 Taglio solai e travi

Il moltiplicatore di collasso corrispondente alla crisi a taglio per la trave λ_{sh}^b è determinato imponendo che lo sforzo di taglio all'estremità dell'elemento uguagli la resistenza a taglio:

$$C_{vb} \frac{(G_k + \lambda_{sh}^b Q_k) L_b}{2} = V_R \quad (15)$$

Nella (15) G_k e Q_k sono i carichi fissi ed accidentali agenti sulla trave, L_b è la lunghezza della campata e C_{vb} è il coefficiente di continuità della trave utilizzato in fase di verifica.

Per le travi, rinforzate a taglio, V_R è il valore minimo fra il massimo taglio assorbito dalle bielle in calcestruzzo V_R^c ed il massimo taglio assorbito dall'armatura trasversale V_R^s [21]:

$$V_R^c = d^* \cdot b \cdot (0.5 \cdot f_c) \cdot \cot g \theta / (1 + \cot g^2 \theta) \quad (16)$$

$$V_R^s = f_y \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot d^* \cdot \cot g \theta \quad (17)$$

Nelle (16) e (17), scritte per il caso di staffe quali armature trasversali, b è la base della trave, $d^* = 0.9 \cdot d$ è il braccio della coppia interna, A_{sw} e s sono l'area ed il passo delle staffe, θ è l'inclinazione delle bielle in calcestruzzo, con la limitazione ($1.0 \leq \cot g \theta \leq 2.5$).

La massima resistenza a taglio si ottiene imponendo $V_R^c = V_R^s$; in tal modo si ottiene una inclinazione delle bielle θ^* tale che:

$$\cot g \theta^* = \sqrt{0.5 \frac{b \cdot s \cdot f_c}{A_{sw} f_y} - 1} \quad (18)$$

Evidentemente, la formulazione da adottare per il calcolo di V_R dipende dal valore di $\cot g \theta^*$ dato dalla (18), per la quale il valore dell'area di armatura trasversale può essere non noto.

In maniera analoga a quanto fatto per la flessione, anche l'armatura A_{sw} può essere oggetto di progettazione simulata riferendosi alle normative di progettazione dell'epoca. In particolare, il parametro di riferimento per la progettazione era la tensione tangenziale τ determinata come:

$$\tau = \frac{V}{b \cdot 0.9 \cdot d} \quad (19)$$

Come anticipato al § 2.1, se la τ non eccedeva un valore limite τ_o , corrispondente all'incipiente fessurazione diagonale, il taglio V era attribuito al solo calcestruzzo e l'armatura trasversale si disponeva secondo i minimi. In caso contrario l'armatura veniva progettata adottando il modello a traliccio di Ritter-Mörsch, tranne nel caso in cui la τ superasse un valore limite τ_1 [14], oltre il quale la sezione in calcestruzzo andava riprogettata. Per τ compresa nell'intervallo (τ_o, τ_1) il taglio assorbito dalle sole staffe veniva espresso come:

$$V = \tau \cdot b \cdot 0.9 \cdot d = \frac{A_{sw} \cdot \sigma_{sa}}{s} \cdot 0.9 \cdot d \quad (20)$$

Ricavando A_{sw} e sostituendo nella (18):

$$\cot g \theta^* = \sqrt{0.5 \frac{f_c \cdot \sigma_{sa}}{\tau \cdot f_y} - 1} \quad (21)$$

Quindi il valore di $\cot g \theta^*$ dipende da svariati fattori: la tensione ammissibile σ_{sa} , le resistenze dei materiali f_c ed f_y e la tensione tangenziale τ .

In Figura 5 è mostrata la variazione di $\cot g \theta^*$ con il parametro (f_y/σ_{sa}) per diversi valori di (τ/f_c) ; inoltre, sono evidenziate le curve limite definite dalla minima (τ_o/f_c) e massima tensione tangenziale (τ_1/f_c) , consentite in fase di progettazione. La $\cot g \theta^*$ è fortemente influenzata dal rapporto fra la tensione di snervamento dell'acciaio e la relativa tensione ammissibile; dato (τ/f_c) , al crescere di (f_y/σ_{sa}) la $\cot g \theta^*$ diminuisce. Analogamente, la $\cot g \theta^*$ diminuisce se, assegnato (f_y/σ_{sa}) , la (τ/f_c) cresce.

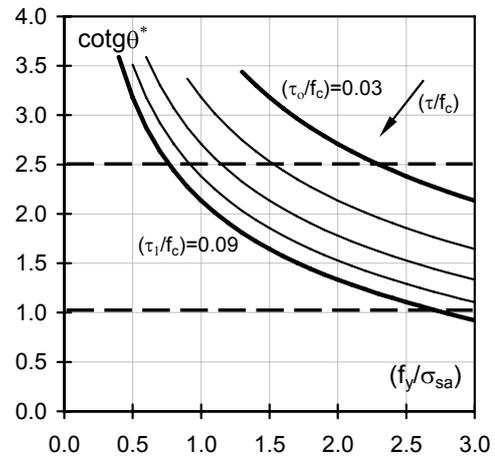


Figura 5 - Moltiplicatore di collasso per le travi a taglio: variazione di $\cot g \theta^*$ con il parametro (f_y/σ_{sa}) per diversi valori di (τ/f_c)

Esplicitando l'espressione del taglio V nella (19), la tensione tangenziale τ può anche essere espressa come:

$$\tau = \frac{V}{0.9 \cdot b \cdot d} = \frac{C_{db} (G_k + Q_k) L_b}{2 \cdot 0.9 \cdot b \cdot d} \quad (22)$$

con C_{db} il coefficiente di continuità della trave utilizzato in fase di progetto, e gli altri simboli già definiti. Esprimendo i carichi G_k e Q_k agenti sulla trave in funzione dei carichi g_k e q_k agenti sul solaio:

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{C_{db} C_{ds} (g_k + q_k) (L_{s1} + L_{s2}) L_b}{4 \cdot 0.9 \cdot b \cdot d} = \\ &= \frac{C_{db} C_{ds} (g_k + q_k) L_s L_b}{2 \cdot 0.9 \cdot b \cdot d} \end{aligned} \quad (23)$$

Effettuando il progetto simulato per l'altezza utile della trave d e sostituendo nella (23) si ottiene:

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{C_{db} C_{ds} (g_k + q_k) L_s L_b}{1.8 \cdot b \cdot r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}} = \\ &= \frac{C_{db}}{1.8 \cdot r} \sqrt{\alpha} \sqrt{C_{ds} (1 + \beta) g_k L_s} \end{aligned} \quad (24)$$

in cui r è il classico fattore di progetto dell'altezza per flessione, ed α varia nell'intervallo $(8, \infty)$ per momenti negativi, $(8, 24)$ per i positivi. L'equazione (24) evidenzia l'influenza dei parametri geometrici b ed L_s , dei carichi unitari $(g_k + q_k)$ e delle assunzioni progettuali tramite α .

Considerando il caso in cui la progettazione dell'armatura a taglio fosse necessaria ($\tau \geq \tau_o$), e sostituendo la formula (20)

di progetto della A_{sw} nella (17) scritta per $\theta=\theta^*$ si ottiene una semplice relazione che collega la resistenza a taglio con la relativa sollecitazione:

$$V_R = C_{db}(G_k + Q_k) \frac{L_b}{2} \cdot \frac{f_y}{\sigma_{sa}} \cdot \cot \theta^* \quad (25)$$

Sostituendo la (25) nella (15) ed introducendo gli opportuni coefficienti di continuità, relativi alle fasi di progetto e verifica, ed il rapporto β si ha:

$$\lambda_{sh}^b = \frac{f_y}{\sigma_{sa}} \cdot \frac{(1+\beta)}{\beta} \cdot \frac{C_{db}}{C_{vb}} \cdot \cot \theta^* \cdot \frac{1}{\beta} \quad (26)$$

Quando $\cot \theta^* \leq 1$ la crisi è dovuta allo schiacciamento delle bielle compresse ed il moltiplicatore di carico è indipendente dalla tensione di snervamento dell'acciaio, quindi, sostituendo la (16) nella (15) e ricordando il progetto simulato dell'altezza si ottiene:

$$\lambda_{sh}^b = \frac{0.45 \cdot r \cdot f_c}{\beta \cdot C_{vb} \cdot C_{vs}} \cdot \sqrt{C_{ds} \frac{b}{L_s} \frac{(1+\beta)}{\alpha_{min}} \cdot g_k} \cdot \frac{1}{\beta} \quad (27)$$

In Figura 6 è mostrato il moltiplicatore λ_{sh}^b (linea tratteggiata) per le travi in funzione di (f_c/σ_{ca}) . Il moltiplicatore è valutato per una variazione parametrica di (f_y/σ_{sa}) ; inoltre, si sono assunti $\beta=0.4$, $L_s=5.00$ m, $\sigma_{ca}=7.5$ MPa, $\sigma_{sa}=200$ MPa (Tab. 1) e un carico permanente $g_k=5.00$ kN/m².

Il moltiplicatore λ_{sh}^b è crescente con la resistenza specifica del calcestruzzo fino ad un certo valore, oltre il quale rimane costante. Per valori bassi di f_c , λ_{sh}^b corrisponde alla crisi per compressione delle bielle (27); all'aumentare di f_c si attiene una crisi contemporanea lato calcestruzzo e acciaio (26); infine, il tratto costante corrisponde alla crisi lato acciaio, per la quale si applica la limitazione superiore per il valore di $\cot \theta^*$. Per valori medio-alti di f_c , il moltiplicatore λ_{sh}^b è fortemente influenzato dalla tensione di snervamento dell'acciaio. Infine, si può osservare che per materiali conformi alle prescrizioni normative, $f_c=3\sigma_{ca}$ e $f_y=2\sigma_{sa}$, il valore del moltiplicatore è pari a $\lambda_{sh}^b=15$. Per gli stessi materiali, il moltiplicatore di collasso a flessione è pari approssimativamente a 5, come si evince dalla Figura 3.

La (27) è stata derivata analizzando il caso di sole staffe. Va osservato, però, che le prescrizioni normative dell'epoca [14] prevedevano la possibilità che l'armatura trasversale fosse costituita fino al 50% da ferri sagomati. In tale eventualità, tuttavia, era più probabile un errore di posizionamento dei sagomati (Figura 1a), potendosi giungere, nel caso di totale inefficienza degli stessi, fino al dimezzamento della capacità portante a taglio necessaria per la trave. L'effetto di un errato posizionamento delle barre inclinate, quindi, è facilmente tenuto in conto dimezzando la resistenza V_R espressa dalla (25). Come si vede in Figura 6a, un errore di disposizione dei sagomati provoca un notevole abbassamento del moltiplicatore λ_{sh}^b (linea continua); per materiali conformi alle prescrizioni normative nel senso specificato in precedenza, ad esempio, λ_{sh}^b si abbassa fino a $\lambda_{sh}^b \cong 6$, valore simile a quello corrispondente al moltiplicatore per flessione.

Nel caso di travi non progettate a taglio, per le quali dai calcoli di progetto risultava $\tau < \tau_o$, l'armatura trasversale era minima (§ 2.1), quindi ci si può attendere che la rottura taglio avvenga lato acciaio, dovendosi assumere $\cot \theta^*=2.5$. Visto che l'armatura trasversale è disposta fuori calcolo, il moltiplicatore di collasso va espresso in funzione di A_{sw}/s :

$$\lambda_{sh}^b = \frac{5 \cdot r}{\beta \cdot C_{vb} \cdot C_{vs}} \cdot \frac{f_y A_{sw}}{s} \cdot \sqrt{C_{ds} \frac{1}{b L_s} \frac{(1+\beta)}{\alpha_{min}} \cdot g_k} \cdot \frac{1}{\beta} \quad (28)$$

In Figura 6b è mostrato l'abbattimento del moltiplicatore di collasso in confronto con il caso di travi progettate a taglio (linea continua). Evidentemente, due travi con tensione tangenziale simile, ma una con $\tau < \tau_o$ e l'altra con $\tau > \tau_o$ sono caratterizzate da resistenze a taglio, e quindi moltiplicatori di collasso, molto diversi.

Analogamente a quanto fatto per le travi, il moltiplicatore di collasso per crisi a taglio dei solai può essere ricavato uguagliando la resistenza a taglio V_R con la sollecitazione tagliante; il minimo moltiplicatore si ottiene imponendo tale uguaglianza nella sezione di passaggio dalla base corrente del solaio alla zona di fascia semipiena.

La resistenza a taglio V_R va calcolata adottando formulazioni per elementi non armati a taglio [21]:

$$V_R = \left\{ 0.18k \cdot (100\rho f_c)^{1/3} \right\} \cdot b \cdot d \quad (29)$$

in cui k tiene conto degli effetti di scala connessi all'altezza effettiva d (espressa in mm):

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (30)$$

mentre $\rho = A_s/(b \cdot d)$ rappresenta la percentuale geometrica di armatura che lavora per effetto spinotto. Effettuando il progetto simulato per l'armatura longitudinale e sostituendo nella (29) si ottiene, per $L_s \leq 6000$ mm:

$$V_R = 0.12 \cdot \sqrt[3]{\frac{100 \cdot i}{b} \cdot \frac{g_k (1+\beta)}{\alpha_r} \cdot \frac{f_c}{\sigma_{sa}}} \cdot b \cdot L_s \quad (31)$$

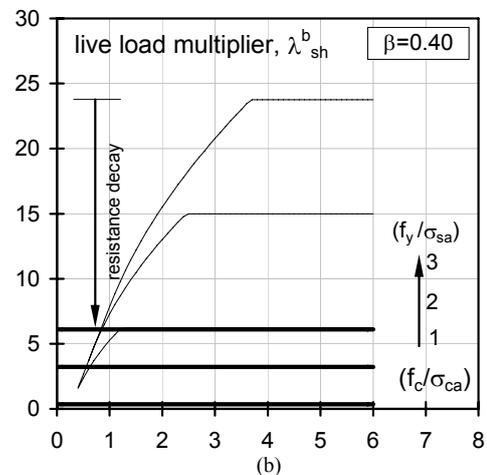
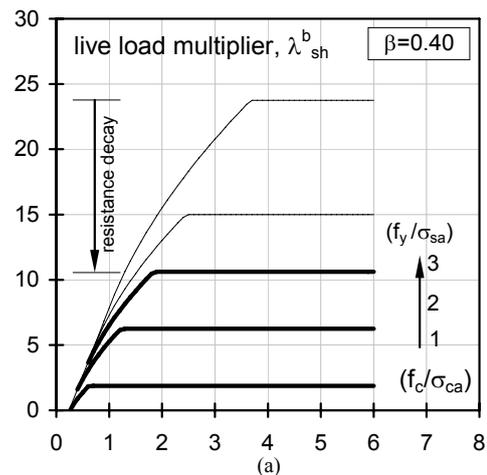


Figura 6 - Moltiplicatore di collasso per le travi a taglio: (a) diminuzione per effetto dell'erroneo posizionamento dei sagomati; (b) confronto con il caso di travi non progettate a taglio

In definitiva, il moltiplicatore di collasso per taglio nei solai si può esprimere come:

$$\lambda_{sh}^{sl} = \frac{0.24}{\kappa \cdot \beta \cdot C_{vs}} \sqrt[3]{100 \cdot \left(\frac{b_o}{i}\right)^2 \cdot \frac{(1+\beta) f_c}{g_k^2 \alpha \sigma_{sa}} - \frac{1}{\beta}} \quad (32)$$

in cui $\kappa \leq 1$ è un coefficiente indicativo della posizione x , rispetto al centro della campata, della sezione di passaggio dalla base corrente del solaio alla zona di fascia semipiena ($x = \kappa L_s/2$).

In Figura 7 è mostrata la variazione del moltiplicatore λ_{sh}^{sl} per le stesse condizioni geometriche e meccaniche della Figura 6; il moltiplicatore cresce con la resistenza del calcestruzzo, ma è anche fortemente dipendente dal rapporto (b/i) .

Nel caso di errore di esecuzione o di calcolo per i solai, corrispondente ad esempio all'assenza o inadeguata lunghezza della fascia semipiena, si può valutare l'effetto della riduzione del λ_{sh}^{sl} semplicemente aumentando il valore del fattore κ , ponendolo al limite pari a 1.00 per rappresentare la situazione di assenza di fascia semi-piena.

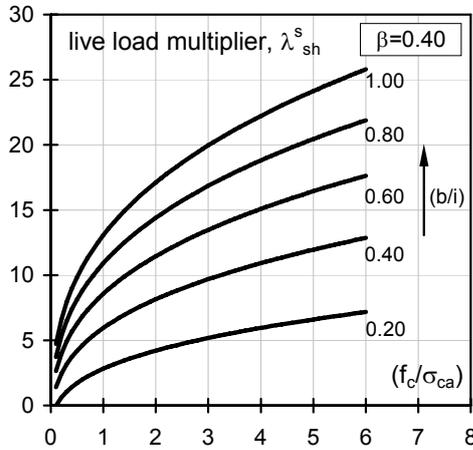


Figura 7 - Moltiplicatore di collasso per i solai a taglio: effetto della resistenza specifica del calcestruzzo (f_c/σ_{ca}) e del rapporto geometrico (b/i)

3.3 Pilastri

La condizione di collasso per i pilastri corrisponde al raggiungimento della massima resistenza a compressione N_R :

$$N_R = f_c A_c + f_y A_s = (f_c + \rho \cdot f_y) A_c \quad (33)$$

in cui A_c ed A_s sono le aree della sezione trasversale del pilastro e dell'armatura longitudinale, ρ la percentuale geometrica di armatura.

La sezione A_c era generalmente progettata in modo che non si superasse la tensione ammissibile per compressione pura:

$$A_c = \frac{N_d}{\sigma_{ca}} = \frac{C_{ds} C_{db} (g_k + q_k) L_s L_b}{\sigma_{ca}} N_f \eta_p \quad (34)$$

in cui C_{ds} e C_{db} sono i coefficienti di continuità utilizzati all'epoca del progetto per il solaio e la trave, L_s ed L_b sono le lunghezze medie delle campate di solaio e trave adiacenti al pilastro, N_f è il numero di piani al di sopra del pilastro ed η_p è un fattore di posizione per il pilastro, pari ad 1.00 per pilastri centrali, 0.50 per i laterali e 0.25 per quelli d'angolo. Sostituendo la (34) nella (33):

$$N_R = (f_c + \rho \cdot f_y) \frac{C_{ds} C_{db} (g_k + q_k) L_s L_b}{\sigma_{ca}} N_f \eta_p \quad (35)$$

Lo sforzo assiale per carichi accidentali crescenti può essere espresso come:

$$N = C_{vs} C_{vb} (g_k + \lambda^{col} q_k) L_s L_b N_f \eta_p \quad (36)$$

in cui C_{vs} e C_{vb} sono i coefficienti di continuità attuali, ovvero usati in fase di verifica. Uguagliando le (35) e (36) si ottiene il moltiplicatore di collasso per i pilastri:

$$\lambda^{col} = \frac{C_d C_d f_c + \rho f_y (1+\beta)}{C_{vs} C_{vb} \sigma_{ca} \beta} - \frac{1}{\beta} \quad (37)$$

con i simboli già definiti. λ^{col} per la generica colonna dipende dalla resistenza del calcestruzzo e dall'aliquota di sforzo normale assorbita dall'armatura longitudinale. Quest'ultima, viste le basse percentuali di armatura longitudinale usualmente adottate [14], ha un ruolo secondario, come risulta evidente in Figura 8, che mostra λ^{col} in funzione di (f_c/σ_{ca}) per tre livelli di f_y .

Peraltro, in molti edifici esistenti, l'armatura trasversale dei pilastri risulta inadeguata a causa di un passo eccessivo delle staffe o la chiusura inefficace. Per elevati valori delle sollecitazioni assiali, quindi, si può arrivare all'instabilizzazione delle barre longitudinali con conseguente espulsione del copriferro e riduzione della sezione resistente in calcestruzzo. Nell'ipotesi di barre longitudinali distribuite lungo il perimetro, con copriferro c , la contemporanea instabilizzazione delle barre porta ad una riduzione percentuale della sezione:

$$\gamma = 1 - \frac{(b-2c)(h-2c)}{bh} \quad (38)$$

in cui b ed h sono base ed altezza della sezione trasversale del pilastro. Considerando una variazione dimensionale della base fra 30 e 40 cm e dell'altezza fra 30 e 80 cm, si può arrivare ad una riduzione percentuale variabile fra $\gamma=0.20$ (per la sezione 40x80) e 0.36 (per la 30x30).

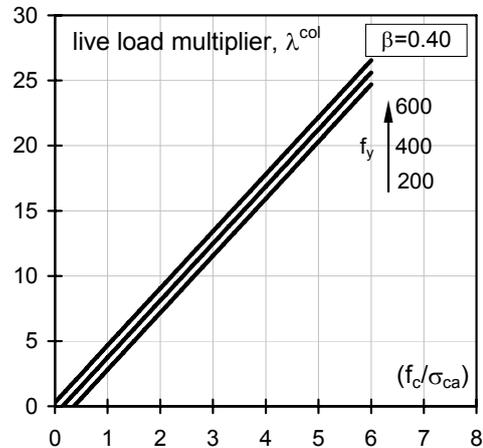


Figura 8 - Moltiplicatore di collasso per i pilastri: effetto della resistenza specifica del calcestruzzo (f_c/σ_{ca}) al variare di f_y

4. CONSIDERAZIONE SULLE MODALITÀ DI COLLASSO

Tutti i moltiplicatori di collasso sono funzione dell'incidenza dei carichi accidentali di progetto rispetto ai carichi fissi $\beta = q_k/g_k$; solo nel caso del taglio per i solai vi è diretta dipendenza dal valore dei carichi fissi g_k . Al fine di determinare il valore del moltiplicatore è necessario conoscere le tensioni di progetto, il cui valore poteva al massimo uguagliare le tensioni ammissibili σ_{sa} e σ_{ca} per acciaio e calcestruzzo. La tensione di snervamento dell'acciaio f_y , ha un ruolo predominante per tutti i meccanismi di collasso, tranne nel caso del taglio per i solai, in cui è assente, e dei pilastri, in cui riveste una secondaria importanza.

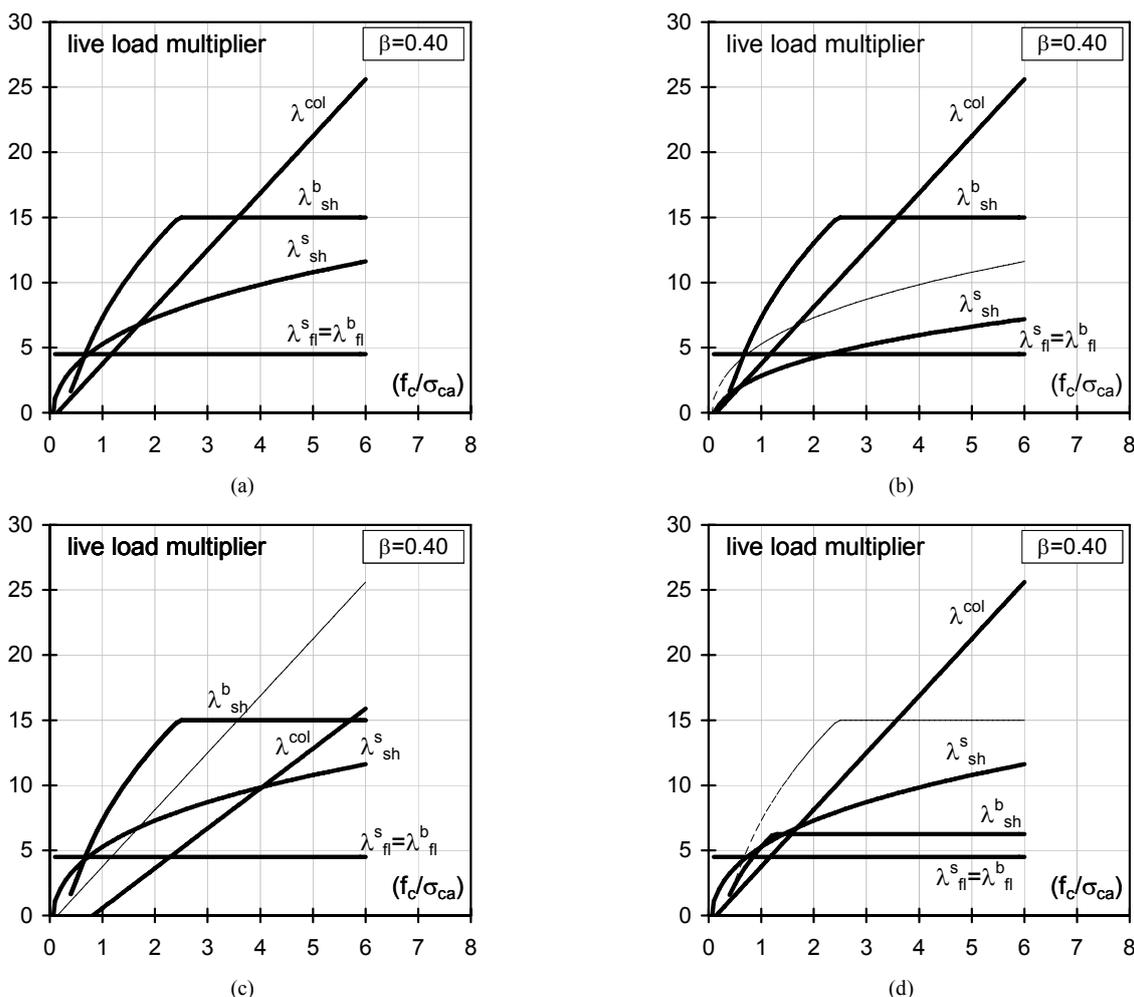


Figura 9 - Moltiplicatori di collasso per gli elementi strutturali: (a) senza errori progettuali o costruttivi; (b) difetto solai a taglio; (c) difetto pilastri; (d) difetto travi a taglio

La redistribuzione elastica è considerata tramite i coefficienti di continuità C_d e C_v , introdotti nella fase di progetto o di verifica.

Uno dei vantaggi delle formulazioni semplificate ottenute è che consentono di considerare in maniera esplicita difetti strutturali dovuti ad errori progettuali od esecutivi.

In Figura 9 sono rappresentati i moltiplicatori di collasso degli elementi resistenti principali in funzione del rapporto (f_c/σ_{ca}) . In particolare in Figura 9a sono mostrati per la resistenza specifica dell'acciaio $(f_y/\sigma_{sa})=2$, con tensioni progettuali $\sigma_{sa}=200$ MPa e $\sigma_{ca}=7.5$ MPa e per $\beta=0.40$; si è assunto che i coefficienti di continuità in fase di progetto e verifica siano uguali e non vi siano difetti strutturali. È interessante notare che i moltiplicatori di travi e solai a flessione, uguali nelle ipotesi considerate, sono mediamente i più bassi. Tuttavia, per calcestruzzi di bassa resistenza, $f_c \leq 1.2\sigma_{ca}$, il moltiplicatore più basso compete ad i pilastri.

Considerando un errore progettuale od esecutivo per il comportamento a taglio dei solai, si ottiene una variazione rispetto alla gerarchia precedente, come mostrato in Figura 9b, in cui λ^{sl} è calcolata con la (32) e con $\kappa=1$. infatti in tal caso, per calcestruzzi di resistenza $f_c \leq 2.2\sigma_{ca}$, il minore moltiplicatore è quello a taglio dei solai.

Analoga variazione si ottiene ipotizzando l'instabilizzazione delle barre di armatura longitudinale a causa di un difetto nei pilastri. Infatti, introducendo il

coefficiente $(1-\gamma)$ nel primo termine della (37) si ottiene un λ^{col} minore ed i pilastri sono i primi elementi ad attingere il collasso per calcestruzzi di resistenza $f_c \leq 2.2\sigma_{ca}$, come mostrato in Figura 9c. D'altra parte, un difetto progettuale o di esecuzione per le travi a taglio non varia la gerarchia di collasso, come evidente in Figura 9d.

I meccanismi fragili quali il collasso dei pilastri per sforzo assiale eccessivo o la crisi a taglio dei solai sono certamente i più pericolosi, essendo dipendenti dalla sola resistenza a compressione del calcestruzzo e mostrando elevata sensibilità ad errori progettuali e/o esecutivi.

5. CONCLUSIONI

La formalizzazione dei moltiplicatori, relativi ai possibili meccanismi di collasso degli elementi strutturali principali in un telaio in c.a. progettato per soli carichi gravitazionali, permette di evidenziare la loro dipendenza da una serie di fattori progettuali ed inerenti i materiali.

Tutti i moltiplicatori di collasso sono funzione dell'incidenza dei carichi accidentali di progetto rispetto ai carichi fissi $\beta = q_k/g_k$; solo nel caso del taglio per i solai vi è diretta dipendenza dal valore dei carichi fissi g_k .

Nell'ipotesi di progetto rispettoso delle prescrizioni normative dell'epoca [14], il collasso è governato dagli elementi verticali solo per bassi valori di resistenza del calcestruzzo; in generale, il meccanismo flessionale delle

travi ed i solai è globalmente il più probabile.

Tuttavia, tale gerarchia è fortemente influenzata, e può variare, in funzione di errori progettuali o di esecuzione, con un conseguente aumento della probabilità di collasso.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Latina C. (2000), "Dossier: le cause di crollo", *Costruire* n. 202, pp. 75-80
- [2] Palmisano F., Vitone A., Vitone C., Vitone V., Il caso del crollo dell'edificio di Viale Giotto, Foggia. *Convegno Nazionale "Crolli e affidabilità delle strutture civili"*, Dicembre 2001 Venezia.
- [3] Augenti N., Il crollo dell'edificio in Napoli al rione Arenella. *Convegno internazionale "Crolli e Affidabilità delle Strutture"*, Maggio 2003, Napoli.
- [4] Walker A.C. (1981), Study and analysis of the first 120 failure cases. *Structural failures in buildings*, Institute of Structural Engineers, London, U.K., pp. 15-39
- [5] Gori R., Muneratti E. (1995), Structural failures of early Reinforced Concrete constructions, *Proc. of 6th International conference of Structural Faults and Repair*, Edimburgh, pp.269-273
- [6] Gori R., Muneratti E. (1997), Nondeterministic aspects in structural design: proposals for classification of errors, *Journal of performance of constructed facilities*, ASCE, pp.184-189
- [7] Melchers R.E. (1999), *Structural reliability analysis and prediction*, John Wiley & Sons
- [8] Muneratti E., Augenti N., Siviero E., Analisi della cause di crollo e dissesto per le costruzioni in c.a., *Proc. of International conference of Structural Diseases and Reliability*, 2006, May, Naples.
- [9] King S., Delatte N.J. (2004), Collapse of 2000 Commonwealth Avenue: Punching shear case study, *Journal of performance of constructed facilities*, ASCE, pp.54-61
- [10] Spence R.J.S., Kelman I., Baxter P.J., Zuccaro G., Petrazzuoli S., Residential building and occupant vulnerability to tephra fall, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2005, 5, 477-494
- [11] Zuccaro G., Petrazzuoli S.M., Capuozzo S. (2006), Solai SAP e collassi spontanei: un metodo di indagine non distruttiva per le verifiche di stabilità, *Proc. of National conference of Structural Diseases and Reliability*, April, Messina.]
- [12] Polese M., Verderame G.M., Cosenza E., Manfredi G. (2008) "Vulnerabilità statica di edifici esistenti in c.a.: un caso studio", *17° Congresso C.T.E.*, Roma, Novembre 2008, pp. 729-739
- [13] Pagano M. (1977), *Teoria degli edifici. Edifici in cemento armato*, Liguori editore, Napoli
- [14] R.D. n° 2229, 16/11/1939 "Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato"
- [15] Santarella, L. (1956), *Il cemento armato – La tecnica e la statica*, Edizione Hoepli.
- [16] D.M., 30/5/1972, "Norme tecniche alle quali debbono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- [17] C.M.L.P. n° 1472, 23/5/1957 "Le armature delle strutture in cemento armato".
- [18] Cosenza E., Manfredi G., Parretti R., Prota A., Verderame G.M., Fabbrocino G. (2006), Seismic assessment and retrofitting of the Tower of the Nations, *Proceedings of the 2nd fib Congress*, Naples.
- [19] Manfredi G., Masi A., Pinho R., Verderame G.M., Vona M. (2007), La valutazione degli edifici esistenti in c.a., *Collana di manuali di progettazione antisismica*, vol. 5, IUSS Press.
- [20] Kim Y.M., Kim C.K., Hong S.G. (2006), Fuzzy based state assessment for reinforced concrete building structures, *Engineering Structures* 28, 1286-1297
- [21] Eurocode 2, 2004, Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1992-1-1: 2004