SULLA SICUREZZA DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO ESPOSTE AD AZIONE DA ESPLOSIONE

Maurizio Acito

Facoltà di Architettura Civile - Politecnico di Milano

SOMMARIO

In questo lavoro viene discusso il problema della valutazione della sicurezza di strutture in calcestruzzo armato, esposte alle azioni eccezionali delle esplosioni. Negli ultimi anni, a seguito dei numerosi eventi terroristici, tale problema ha assunto un rilievo drammatico, mettendo in evidenza la necessità di valutare se le risorse di resistenza di una struttura esposta ad esplosione, risultino adeguate a far fronte a tali azioni eccezionali. Questa problematica tocca la sicurezza strutturale con riflessi significativi sui costi. e, quindi, non può essere disattesa nell'ottica della sostenibilità di opere e interventi volti al contenimento del rischio connesso alle esplosioni. Nello studio si evidenziano, a partire dal quadro tecnico-normativo nazionale e internazionale, gli aspetti di base connessi ad un progetto avanzato, in presenza di strutture esposte ad esplosioni. In particolare, con riferimento alla valutazione della sicurezza in relazione alla definizione delle azioni da esplosione, dei modelli di comportamento dei materiali e dei meccanismi resistenti in regime dinamico di strutture in calcestruzzo armato.

SUMMARY

In this work the reliability of reinforced concrete beam evaluation under blast loads, is considered.

Recent terrorist threats to building have demonstrated the need to evaluate the blast vulnerability of the constructions.

This study summarizes of the fundamental loads aspects in the design of building under blast.

In particular, the blast loads definition, the constitutive law model of dynamic material behaviour (concrete and steel strain-ratedependent) in the reliability reinforced concrete structure, are considered. The paper presents results from a non linear dynamic numerical analysis of the reliability of reinforced concrete beam under blast loading.

1. INTRODUZIONE

Nel progetto degli edifici, la necessità di considerare gli eventi eccezionali come un'esplosione si è evidenziata in modo palese, ormai da molti anni, quando, a seguito di una fuga di gas e della conseguente esplosione, avvenuta al 18° piano dell'edificio di 22 piani di Ronan Point (Fig. 1a)¹, si è determinato il collasso di una porzione di edificio. La enorme sproporzione fra la causa del collasso ed i danni in termini di vite umane e materiali ha drammaticamente evidenziata la necessità di controllare tali eventi, con una progettazione che tenga conto di tali azioni accidentali. Così, per prime, le British Standards nel 1970 introducono delle raccomandazioni che orientano la progettazione nella direzione di considerare, nel progetto strutturale, l'instaurarsi di meccanismi progressivi di collasso, in presenza di azioni da esplosioni. In seguito, un notevole numero di paesi europei, il Canada e gli USA introducono, attraverso delle prescrizioni delle normative tecniche, la necessità di analisi di collasso progressivo nel progetto strutturale in presenza di esplosioni².

Tale esigenza è stata poi considerata nello sviluppo degli Eurocodici, dove si è introdotta la necessità di considerare le azioni da esplosioni (EN 1991-1-7 [01]), anche se solo di tipo interne, e non dovute ad esplosivi veri e propri.

Di recente, nel 2005, con la Normativa Tecnica per le Costruzioni (NTC '05), e poi con la NTC del 2008 [02], anche in Italia, è stata formalmente introdotta la necessità di considerare tali azioni, secondo un approccio che sostanzialmente ripropone l'approccio dell'EN 1991-1-7. Così, per la prima volta, nella normativa tecnica italiana, vengono fissati i principi con i quali deve essere considerata l'azione di tipo accidentale da esplosione, anche se limitatamente a quelle dovute a sostanze infiammabili (esplosioni a basso contenuto energetico)³. Tale nuovo indirizzo normativo pone, in modo chiaro, l'attenzione sugli aspetti fondamentali che informano la misura della sicurezza, quali l'individuazione di plausibili scenari di azioni di esplosione e di plausibili modelli di calcolo per la valutazione delle conseguenti sollecitazioni, nonché l'indivi-

¹ Dove si verificò che il crollo di alcune pareti prefabbricate di un appartamento determinò il collasso dell'intera facciata dell'edificio (1968).

² Ad esempio, le (ANSI) Standard A58.1-1982 raccomandano di individuare vie alternative che consentano alle strutture, in presenza di

collassi locali per esplosione, di trovare percorsi tali da evitare il collasso della struttura.

³ Infatti, per la NTC, nel progetto non devono essere prese in esame le azioni derivanti da esplosioni esterne, azioni belliche e sabotaggio, salvo che ciò non risulti indispensabile per particolari costruzioni e scenari di progetto richiesti dal committente o individuati dal progettista.

duazione di adeguati modelli resistenti, in relazione al comportamento dei materiali, in regime dinamico da esplosione. A tale scopo, in coerenza con l'EN 1991-1-7, la NTC 08, in relazione allo scenario dell'azioni da esplosioni, per le costruzioni fa la seguente classificazione:

- costruzioni di categoria 1, se sono attese conseguenze negative limitate (corrispondente alla classe CC1 di EN 1991-1-7);
- costruzioni di categoria 2 se sono attese conseguenze negative di entità media (corrispondente alla classe CC2 di EN 1991-1-7);
- costruzioni di categoria 3 se sono attese conseguenze negative di entità grave (corrispondente alla classe CC3 di EN 1991-1-7).

Sulla base di tale classificazione, nella NTC '08 sono inoltre specificate le verifiche richieste in ciascun caso.

In particolare, per la categoria 3, è richiesto un progetto avanzato, in cui siano effettuati studi approfonditi, sia per le azioni, che per il modello strutturale, eventualmente usando analisi dinamiche, modelli non lineari ed interazione azionestruttura. Peraltro, ormai da diversi anni, in relazione al ripetuto verificarsi di eventi accidentali estremi, come le esplosioni da attentati con bombe, è fortemente avvertito il problema della valutazione del rischio per le costruzioni, dovuto alle esplosioni, e della individuazione di strategie da seguire per ridurlo. Questo, soprattutto, in quei paesi, come ad esempio gli USA, dove gravi episodi di attacchi terroristici con bombe hanno causato la morte e il ferimento di un notevole numero di persone⁴. Nell'ultimo periodo, con il susseguirsi di numerosi attacchi terroristici (Fig. 2), tale problema ha assunto il carattere di una tragedia di rilievo mondiale. Si pensi ad esempio alla gravità dei danni prodotti, in termini di vite umane e di feriti, negli attentati a Manchester e a Londra city (1992, 1993 e 1996), all'Ambasciata USA in Kenya (1998), ad un night club e ad un ristorante di Bali (2002 e 2005), all'hotel Marriot di Jakarta (2003), all'ambasciata australiana in Indonesia, e, soprattutto, agli eventi dell'11 settembre 2001 ed ai più recenti attentati ai treni di Londra e Madrid. Tale contesto ha posto in termini prioritari il problema della sicurezza e della salvaguardia delle costruzioni, cosiddette "sensibili", per il loro ruolo strategico e/o storico-simbolico, dalle azioni da esplosioni causate da attentati, per lo più riconducibili all'esplosione di veicoli imbottiti di esplosivi (si presentano con una incidenza di circa l'80% degli attentati).



Figura 1 - a) Esplosione interna di Ronan Point (1968); b) Esplosione esterna da attentato ad Oklahoma City (1995)

In tal senso, è fortemente sentita la necessità di disporre di linee guida per una progettazione, che consideri i rischi connessi alla eventualità di attacchi terroristici. Al riguardo, notevolmente avanzato è il contributo offerto negli USA, ove, oltre a studi e ricerche teoriche e sperimentali, sono stati predisposti interessanti documenti che consentono la caratterizzazione delle azioni da esplosioni e di valutare gli effetti sulle costruzioni⁵.

A fronte di questo notevole sforzo di ricerca e di indirizzo prodotto negli USA, non risulta un analogo impegno da parte della comunità tecnico-scientifica Europea, in specie nel nostro Paese, dove tale esigenza di attenuare il rischio è ancora più necessaria, data la diffusa presenza di monumenti o costruzioni simboliche e/o strategiche da salvaguardare.



Figura 2 - Numero di edifici colpiti da attacco terroristico fra il 1997 e il 2002 (Fonte FEMA 426)

È pur vero, però, che i principi e le modalità operative relative al progetto avanzato, introdotte negli Eurocodici e nella NTC '08, per la categoria 3 delle costruzioni, esposte ad esplosioni interne, possono essere estese anche ai casi in cui l'esplosione che investe la costruzione è esterna ed è dovuta ad esplosivi (esplosioni ad alto contenuto energetico). Infatti, la natura delle esplosioni provocate da bombe rappresenta un tipo di azione che si configura con aspetti di elevato contenuto energetico (rapidità della reazione chimica, entità delle sovrappressioni generate, ecc.), che richiede si consideri un progetto avanzato, previsto dalla NTC '08, per la categoria 3 di costruzioni e che deve includere i seguenti punti: calcoli delle pressioni di esplosione, includenti gli effetti di confinamento; calcoli strutturali dinamici non lineari; aspetti probabilistici e analisi delle conseguenze; ottimizzazione economica delle misure di mitigazione del rischio.

Nella presente memoria, si esaminano alcuni aspetti dell'azione, prodotta da esplosioni esterne (non confinate) dovute ad attentati, la cui valutazione è requisito essenziale, ai fini della valutazione della sicurezza delle strutture.

A tale scopo, nel prosieguo, dopo un richiamo sulle principali proposte di letteratura per la caratterizzazione dell'azione dell'esplosione, che ne evidenzia la notevole incer-

⁴ Si pensi al tragico attentato del Murrah Federal Building di Oklahoma City del 1995 (Fig. 1 b), dove sono morte 168 persone e 500 feriti [03].

⁵ Ad esempio, il manuale tecnico TM5 1300 (US Army 1990) [04], dove sono fornite indicazioni per la realizzazione di strutture resistenti alle esplosioni. Ma, anche, i documenti con i principi base per attenuare il rischio nei riguardi delle esplosioni da attacco terroristico, predisposti dalla Federal Emergency Management Agency (FEMA). In particolare, nei documenti FEMA n. 426, 427, 428, 429 e 430 [05,...,09], sono fornite indicazioni, rispettivamente, con riferimento agli aspetti generali delle azioni da esplosioni e ai casi specifici di edifici, con destinazione d'uso commerciale, scolastico, suscettibili di grandi affollamenti e con riferimenti ai diversi componenti architettonici di una costruzione.

tezza (dispersione), si sono sviluppate delle valutazioni sugli effetti che tali incertezze possono determinare in relazione alla risposta delle strutture in calcestruzzo armato, sulla base delle quali si sono formulate alcune considerazioni conclusive.

2. CENNI SULLE AZIONI DA ESPLOSIONI

2.1 Aspetti generali sulle esplosioni

Con il termine esplosione è da intendersi una rapida e violenta reazione chimica, propria degli esplosivi (ad esempio TNT), che avviene con grande sviluppo di gas e di calore. Tale termine è, forse non propriamente, anche usato quando ci si riferisce agli effetti della rapida combustione di: liquidi infiammabili; gas infiammabili; polveri combustibili; miscele o combinazioni diverse delle precedenti sostanze. In questi casi, infatti, pur essendo presenti le classiche manifestazioni, quali la rapida espansione dei gas prodotti dalla combustione, la produzione di calore, luce e fiamma, la formazione di un'onda d'urto, risulta che la velocità di reazione del fronte di reazione è molto più contenuta (al massimo 1000÷2000 m/s, nel caso di detonazione), rispetto a quella di esplosioni dovute ad esplosivi, per le quali si possono raggiungere anche i 7000÷8000 m/s. Così pure le sovrappressioni generate da questi tipi di esplosione, che solo in particolari condizioni possono raggiungere anche i 7-8 bar e risultano di gran lunga inferiori a quelle prodotte dagli esplosivi veri e propri, che possono raggiungere anche le migliaia di bar⁶. Infatti, nel caso di esplosioni prodotte da esplosivi veri e propri, la reazione chimica esotermica molto veloce, converte il materiale esplosivo (solido o liquido) in gas a grande pressione, il quale si espande rapidamente nel tentativo di ricercare l'equilibrio con l'aria circostante, determinando così un'onda d'urto (shock wave), che si propaga comprimendo l'aria con velocità supersonica, radialmente dalla sorgente (centro della carica esplosiva).

Con riferimento ad esplosioni di bombe esterne alle costruzioni, usualmente (ad esempio in [04]) si considerano tre diverse condizioni: condizioni "free air burst", "air burst" e "surface burst". L'esplosione di definisce in condizioni "free air burst", quando avviene in adiacenza o sopra un edificio, senza che si determini una amplificazione dell'onda d'urto. Si definisce in condizioni "air burst", quando avviene in prossimità della superficie del terreno, e con distanza dall'edificio, tale che l'onda d'urto giunge sul terreno, prima di interessare l'edificio. In tal caso, alla propagazione dell'onda d'urto iniziale si aggiunge un fronte (mach front), formatosi con l'iterazione dell'onda incidente e dell'onda riflettente (di cui si dirà in seguito), in corrispondenza della superficie del terreno, con l'onda riflettente che rappresenta l'onda incidente amplificata. Infine, si definisce in condizioni "surface blast", quando la carica è localizzata molto vicino al terreno. In tal caso, l'onda incidente è riflessa e amplificata dalla superficie del

terreno, determinando una propagazione dell'onda riflessa simile al "mach front" dell'"air burst", ma con forma di tipo semisferico.

2.2 Principali parametri di caratterizzazione dell'azione da esplosioni esterne (non confinate)

Con la propagazione dell'onda d'urto dal centro della carica esplosiva, la sovrappressione decresce rapidamente con la distanza R (Stand off), dal centro di esplosione (Fig. 3). L'intensità e la forma dell'onda d'urto dipendono dalla natura e dall'energia rilasciata dalla carica. La sovrappressione decade rapidamente anche con il tempo (la durata è dell'ordine dei millisecondi). Con riferimento a tali tipiche leggi temporali (time-history) delle sovrappressioni incidenti, si possono individuare i tempi t_1 , t_a , τ e τ . Dove t_1 è il tempo di arrivo dell'onda d'urto, t_a è il tempo di crescita della sovrappressione fino al valore massimo, $\tau \in \tau$, sono, rispettivamente, i tempi di durata della sovrappressione positiva ed eventualmente negativa. Il carattere istantaneo della crescita della sovrappressione incidente consente di assumere $t_a=0$ e quindi $\tau+t_a\cong\tau$. La legge temporale, con cui la sovrappressione incidente decade dal suo valore massimo ΔP_{max} è, generalmente, assunta di tipo esponenziale⁷. In letteratura, tale legge temporale è molto spesso semplificata con un andamento triangolare di ampiezza τ_n (Fig. 3) [04], [10].

L'impulso dato dalla sovrappressione incidente si concretizza con l'integrale della legge temporale di sovrappressione. Con riferimento alla sola fase positiva si può scrivere:



Figura 3 - Andamento (per uno scenario "free air burst") del valore di sovrappressione incidente nel tempo (time-history)

$$i_s = \int_{t_a}^{t_a + \tau} (\Delta P(t) dt = c \cdot \Delta P_{max} \cdot \tau,$$

dove c è un coefficiente numerico che tiene conto dell'equazione assunta per la time-history dell'impulso (nel caso di impulso triangolare $c \cong 1/2$). Oltre agli effetti diretti, dovuti alla propagazione dell'onda d'urto, ad una esplosione sono associati due ulteriori importanti effetti, il cui ruolo risulta fondamentale nella definizione delle azioni da esplosione sulle costruzioni. Tali effetti sono la pressione dinamica e la sovrappressione riflessa. Nella figura 4, a titolo esemplificativo, sono indicati gli andamenti delle tipiche leggi tempo-

⁶ In relazione alle caratteristiche ambientali si possono determinare due tipi di esplosioni da combustione: la deflagrazione e la detonazione. La *deflagrazione*, che si verifica quando il fronte di fiamma viaggia attraverso la miscela a velocità subsonica (dell'ordine di 100 m/s), è caratterizzata da picchi di sovrappressione che possono avere valori da 10 kN/m² a 1.500 kN/m². Mentre, la *detonazione*, che si verifica quando l'onda d'urto di pressione si propaga a velocità supersonica (anche maggiore di 1.000 m/s), è invece caratterizzata da valori dei picchi di sovrappressione che possono superare i 2.000 kN/m², con durata molto breve, generalmente dell'ordine delle decine di ms.

 $^{^7}$ La tipica legge delle pressioni con il tempo assume l'espressione: $\Delta p(t){=}\Delta P_{rmax}~e^{-\alpha t}$, dove ΔP_{rmax} è la pressione di picco di pressione riflessa, e α è il coefficiente di decadimento.

rali della sovrappressione incidente, della pressione dinamica e delle sovrappressione riflessa, ad una generica distanza R dal centro della carica. La pressione dinamica si determina per effetto dello spostamento d'aria, causato dalla propagazione dell'onda d'urto. Questa pressione, determinata dallo spostamento d'aria (blast wind), è detta pressione dinamica. Il valore massimo q_{max}, in condizioni tipiche, viene usualmente correlato al valore massimo ΔP_{max} di sovrappressione incidente⁸.

In particolare, la pressione dinamica gioca un ruolo fondamentale nella determinazione del carico da esplosione per strutture aperte, piccole strutture, o componenti di costruzioni.

In ogni caso, dato che i danni sulle costruzioni possono dipendere anche dalle forze di trascinamento, che si destano per effetto del vento di blast, è necessario valutare l'entità di tali forze, in relazione alla forma della costruzione. In particolare, occorre definire la durata e il valore del carico che si desta per effetto della pressione dinamica. Tale carico dinamico è generalmente fornito in relazione al valore di picco della sovrappressione⁹.



Figura 4 - Andamento del valore di sovrappressione incidente, riflessa e della pressione dinamica nel tempo (time history)

Sempre nella figura 4, è riportato anche l'andamento temporale del più importante effetto delle esplosioni sulle costruzioni, costituito dalle sovrappressioni riflesse. Infatti, quando l'onda d'urto (shock wave) colpisce la superficie di un ostacolo (ad esempio i componenti di una struttura), essa si riflette e si rinforza, producendo una sovrappressione sull'ostacolo, notevolmente superiore alla sovrappressione incidente. La sovrappressione riflessa è sempre maggiore della sovrappressione incidente e varia con l'angolo di incidenza che la direzione dell'onda di sovrappressione incidente forma con la superficie dell'ostacolo (da perpendicolare ad obliqua, fino a parallela). Ad esempio, la sovrappressione riflessa può giungere fino a valori di 13 volte superiori alla sovrappressione incidente, quando la superficie dell'ostacolo è perpendicolare alla direzione di propagazione dell'onda, nel caso che i valori della sovrappressione incidente siano dell'ordine delle centinaia di MPa. Per la valutazione dei parametri delle sovrappressioni, che le esplosioni determinano sulle costruzioni, si possono impiegare sostanzialmente tre metodi: metodi empi-

 $^{\rm 8}$ La pressione dinamica viene tradotta in pressione applicata sulle costruzioni, attraverso un coefficiente C_D, che tiene conto della forma della costruzione e dell'orientamento della stessa.

rici; metodi semi-empirici; metodi numerici ¹⁰. Nel prosieguo si richiamano le principali proposte empiriche, generalmente impiegate per la valutazione dei parametri che caratterizzano gli effetti delle esplosioni.

2.3 Metodi empirici di valutazione dei parametri del carico d'esplosione esterna in condizioni "free air burst"

Entrando nel merito dei diversi aspetti che caratterizzano i parametri dell'esplosione (airblast), di fondamentale importanza sono le proprietà dell'esplosivo. Dal lato operativo, si tiene conto delle proprietà, considerando un'equivalenza fra il peso dei diversi esplosivi e il peso (W) di trinitrotoluene (TNT)¹¹, che possiede un equivalente contenuto energetico¹².

La quasi totalità delle proposte di letteratura fornisce l'andamento delle sovrappressioni e la durata delle stesse, in funzione della distanza ridotta (Hopkinson scale) $\overline{R} = Z = R/W^{1/3}$, espressa in $[m/kg^{1/3}]$, dove R e W sono, rispettivamente, la distanza (in [m]) dal centro della carica e il peso in kg di TNT, equivalente alla carica dell'esplosivo considerato.

Classiche relazioni empiriche, in forma polinomiale con Z, che forniscono la sovrappressione da esplosione a differenti distanze ridotte, sono quella fornite da Sadovskyi (1952) [11], Brode (1955) [12], da Petrovskyi e Naumyenko (1956) [13], da Henrich (1979) [10], e da Mills (1987) [14].

Più di recente, a tali proposte si sono aggiunte nuove proposte, che vanno dalle relazioni empiriche proposte da Baker (1983) [15], da Kingery-Bulmash (1984) (1986) [16] [17], a metodi empirico-grafici, come quelli riportati nei manuali tecnici predisposti dall'US Army, come il TM5-1300 (1990) e il TM5-855-1 (1986) [18], basati su dati sperimentali e che talvolta ripropongono, in forma grafica, alcuni dei modelli empirici richiamati. In figura 5, sono posti a confronto gli andamenti delle sovrappressioni incidenti di tali proposte di letteratura. In letteratura, sono fornite delle relazioni empiriche, con cui la sovrappressione dell'onda incidente viene convertita in sovrappressione d'onda riflessa quali, ad esempio, quelle proposte da Henrich (1979) [10] e da Mills (1987) [14]. Oltre a tali classiche proposte, sono disponibili altre proposte operative, dedotte con un approccio statistico, come quella indicata da Hsim Yu Low e Hong Hao (2001) [21], ricavata interpolando i risultati di alcune proposte di letteratura. In figura 6, sono riportati gli andamenti delle sovrappressioni riflesse, in funzione della distanza Z, valutate con riferimento ad alcune di queste classiche proposte di letteratura, tra le quali quella

¹¹ Per alcuni principali esplosivi in letteratura sono riportati dei coefficienti di equivalenza al TNT. Nella tabella seguente, sono riportati i coefficienti di equivalenza di alcuni tipi di esplosivi.

1 1	1
Esplosivo	TNT equivalente
RDX (Cyclonite)	1,185
PETN	1,282
Compound B (60 % RDX+40% TNT)	1,148
Pentolite 50/50	1,300
Dinamite	1,148
Semtex	1,250

¹² Nel caso della bomba fatta esplodere ad Oklahoma nel 1995, è stata calcolata una carica del peso di 1814 kg (Longinow, 1996) [20].

⁹ Il valore di picco q_{max}, si ricava dal valore della sovrappressione ΔP_{rmax} con un fattore variabile fra i valori 0,2 e 0,4, rispettivamente assunto per q_{max}<170 kPa e q_{max}>350 kPa.

¹⁰ Sia per esplosioni interne che esterne di qualsiasi natura, per il calcolo delle sovrappressioni, per i problemi di maggiore rilevanza, è possibile far ricorso a tecniche numeriche (ad esempio in Lu and Wang (2006) [19]), riconducibili alla computational fluid dynamics (CFD), basata su metodi Euleriani e Lagrangiani.

proposta nel documento TM5-1300 dell'U.S. Army (1990) – (USA). Dal confronto dei valori delle sovrappressioni riflesse, valutate con riferimento alle diverse proposte, anche se tale differenza tende a ridursi, all'aumentare della distanza ridotta Z, si osserva la notevole dispersione dei valori, data dalle diverse proposte.

Per quanto riguarda l'impulso trasmesso alla superficie dell'ostacolo, anche in questo caso le proposte empiriche di valutazione dell'impulso sono formulate con espressioni polinomiali della distanza ridotta Z. Nella figura 7, è presentato un confronto che evidenzia l'andamento del valore del tempo di durata (τ) della fase positiva della sovrappressione. Come si può osservare dalla figura 7, le due proposte esaminate forniscono valori molto diversi.







Figura 6 - Sovrappressioni da onda di riflessione



Figura 7 – Confronto tempo di durata della fase positiva delle sovrappressioni in funzione della distanza Z

2.4 Osservazioni sull'azione da esplosione

Per le azioni da esplosioni si evidenziano due principali fonti di incertezza. La prima è legata alle notevoli diversità di valori dei parametri che caratterizzano le esplosioni, forniti dalle diverse proposte empiriche di letteratura. La seconda è legata alle notevoli possibilità di scenari plausibili, che si possono ipotizzare in termini di posizione e potenza (peso di TNT equivalente) della carica esplosiva. La prima fonte di incertezza e aleatorietà può gestirsi in modo classico, con riferimento all'assunzione dei parametri che caratterizzano gli effetti dell'esplosione come variabili aleatorie (v.a.), basate sui risultati delle sperimentazioni, o sulla base di esperimenti numerici riferiti alle proposte empiriche di letteratura. La seconda fonte di incertezza e aleatorietà può gestirsi solo con un'analisi del rischio, che escluda gli scenari poco probabili. Infatti, per effetto della limitata disponibilità di dati sperimentali, il livello di pericolo associato ad un attacco con esplosivo non può essere studiato sulla base di dati statistici. Peraltro, le diverse condizioni di scenario determinano notevoli differenze fra i valori, che assumono i parametri delle esplosioni e, quindi, degli effetti sulle strutture.

Ad esempio, dai valori dei parametri calcolati con riferimento al manuale TM5-1300, riportati in tabella 1, si evidenzia la grande variabilità di situazioni di carico che possono interessare una costruzione, già solo nel considerare una variazione della distanza ridotta Z da 5 a 6 $[m/kg^{1/3}]$. Le valutazioni sono riferite a scenari di tipo "surface burst", dove l'esplosione è causata da una carica di TNT, posta sul suolo ad una distanza R da un edificio. In figura 8, sono indicate le distribuzioni sulle facciate e sulla copertura delle sovrappressioni.

Tabella 1- Valori di carico da sovrappressione riflessa e della durata della fase positiva, per alcuni plausibili scenari per un edificio in condizioni di surface burst

Scenario	$R_G[m]$	Z [m/kg ^{1/3}]	W [kg]	Δ Pr _{max} [kPa]	t [msec]
1	19,72	5,35	50	88,69	9,74
2	25,00	5,38	100	87,60	12,33
3	30,00	5,12	200	95,70	14,92
4	40,00	5,97	300	84,80	18,02
5	40,00	5,42	400	85,77	19,70
6	40,00	5,04	500	99,80	19,94
7	40,00	6,83	200	56,81	18,34

Nella figura 8, i valori delle sovrappressioni sono considerati costanti sulle superfici delle facciate e della copertura, in quanto ipotizzate poco estese. Quando, invece, le superfici sono molto estese, le sovrappressioni possono presentare valori di sovrappressioni variabili con la distanza dal centro della carica.



Figura 8 – Carico da esplosione per uno scenario "surface burst", con sovrappressioni ipotizzate costanti sulle superfici

3. STRATEGIE DI ATTENUAZIONE RISCHIO DA ESPLOSIONI

3.1 Aspetti generali e approccio economico (Blast-LCC)

Nella gestione del rischio connesso ad esplosioni da attentato e per la individuazione delle strategie, per mitigare tale rischio, si possono seguire diverse strade. In particolare, con riferimento ai soli aspetti strutturali, nella gestione delle strategie per l'attenuazione del rischio rispetto al collasso, oltreché basarsi sul controllo della robustezza e sul tipo di collasso della struttura, si può operare sul controllo del carico d'esplosione, che si può ottenere solo con riferimento alla distanza R di Stand off, data l'impossibilità di poter operare sull'altra variabile, che è la quantità di carica (W). Tale obiettivo viene usualmente perseguito, introducendo delle barriere fisiche (fisse o provvisorie) che impediscano ai veicoli, potenzialmente pericolosi, di avvicinarsi oltre una certa distanza¹² La barriera stabilisce, così, il potenziale limite di minore distanza della costruzione, dal centro della carica (stand off). La distanza ottimale di stand off può essere ricavata con riferimento ad una analisi dei costi che consideri, oltre al costo dell'edificio, anche i costi della protezione e dell'area necessari per la costruzione della fascia di protezione. Dal lato operativo, si tratta di valutare la distanza di stand off minima (R), in relazione alla plausibile massima quantità di carica trasportabile in un veicolo, con una procedura che ottimizza i costi della costruzione e i costi diretti e indiretti, per la realizzazione delle protezioni fisiche. Nella figura 9, sono riportati gli andamenti qualitativi dei costi in funzione della distanza R, e quindi alla distanza R. Come si può osservare dalla figura 9, la distanza di stand off ottimale corrisponde alla distanza Z, di minimo costo totale.



Figura 9 – BLCC di una costruzione che consideri anche i costi di riduzione del rischio (fonte FEMA 428)

3.2 Considerazioni e proposta operativa di valutazione della distanza di stand off ottimale

Con riferimento ai soli stati limite di danno strutturali, la individuazione della distanza minima di stand off può essere perseguita, più semplicemente, in tutti quei casi di edifici che offrono la possibilità di poter essere protetti da barriere di accesso. Infatti, come si può osservare dalla figura 9, gli incrementi dei costi degli interventi di irrobustimento, sia in fase di progetto di nuovi edifici, che nel caso di edifici esistenti, laddove siano possibili, risultano essere molto elevati e di limitata efficacia nel contenimento dei danni, rispetto alle protezioni con barriere fisiche di accesso, che abbattono drasticamente il carico da esplosione sulle costruzioni.

In tal caso, si tratta di valutare la distanza R, sulla base dei danni ritenuti accettabili, per effetto dell'azione di blast sulla costruzione e con strutture dimensionate con riferimento ai carichi ordinari, con riferimento ad una plausibile fissata carica massima (massimo peso W di TNT). Ad esempio, con riferimento alla figura 8, definiti i danni accettabili per le facciate, per la copertura e per le controventature che si oppongono ad azioni di trascinamento (wind blast), si tratta di valutare valori delle sovrappressioni massime e delle pressioni dinamiche, che determinano i massimi danneggiamenti accettabili (verifica di stato limite di danno), per i diversi componenti strutturali (le strutture in facciata, le controventature e le strutture di copertura). La distanza minima R di Stand off corrisponde alla massima delle distanze minime (R_i) di stand off, che determina le condizioni di stato limite di danno per i diversi componenti strutturali. Per la definizione degli stati limite di danno, si può procedere in analogia a quanto previsto per le strutture in zona sismica, anche se, nel caso di azioni da esplosione, è necessario considerare che la risposta dei materiali e delle strutture può risultare notevolmente diversa, in quanto legata alla velocità di deformazione dei materiali, indotta dall'azione dell'esplosione.

4. IL COMPORTAMENTO DELLE STRUTTURE IN C.A. ESPOSTE AL CARICO DI ESPLOSIONI

4.1 Cenni sul comportamento dei materiali in regime di carico da esplosione

È noto che le proprietà dei materiali acciaio e calcestruzzo sono dipendenti dalla velocità di deformazione indotta dalle azioni. Ad esempio, Grote et al. (2001) [22], sulla base dei risultati di letteratura di prove sul comportamento del calcestruzzo soggetto a elevate velocità d'impatto, propongono una modifica del modello di Scott et al. (1982) [23], fino a coprire velocità di deformazioni da impatto di 700 s⁻¹.¹⁴

¹³ Tali barriere, quando fisse, possono essere realizzate oltre che per limitare l'accesso anche per costituire dei veri e propri ostacoli che possono "assorbire" gli effetti del blast.

¹⁴ In ambito tecnico-normativo, si ricorda che per considerare l'incremento del valore di picco della resistenza (f_c), viene considerato un fattore di incremento dinamico (IDF) K_d , introdotto dal CEB-FIP (1990) [24]. Successivamente, la proposta del CEB è stata modificata da Malvar (1998) [25]. Nella proposta CEB il fattore K_d cresce con la velocità di deformazione imposta ed assume le seguenti espressioni: $K_d(\dot{\epsilon}) = (\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_s)^{1.026\alpha}$ per $\dot{\epsilon} \le 30s^{-1}$

 $K_d(\dot{\epsilon}) = \gamma (\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_s)^{1/3}$ per $\dot{\epsilon} > 30s^{-1}$, dove: $\dot{\epsilon} =$ velocità di deformazione; $\dot{\epsilon}_s = 30 \times 10^{-6} s^{-1}$ (quasi-static strain rate); $\log \gamma = 6.156\alpha - 2$; $\alpha = 1/(5 + 9f'_c / f_{co})$; $f_{co} = 10$ MPa. La deformazione di picco viene incrementata dal valore quasi-statico ε_c al valore dinamico ε_{dc} , in funzione della velocità di deformazione imposta, secondo la seguente espressione: $\epsilon_{dc} = (0.12 K_d^{-3} (\dot{\epsilon}) + 0.76) \epsilon_c = K^* \epsilon_c$. I risultati degli studi [26] mostrano che anche il modulo elastico del calcestruzzo aumenta con l'aumento della velocità di deformazione.

Liu and Owen (1986) [27] forniscono un modello di comportamento dell'acciaio per carichi dinamici con espressione:

Anche per l'acciaio il comportamento si modifica con la velocità di deformazione. Anche se il modulo elastico e la deformazione ultima rimangono sostanzialmente costanti con la velocità di carico, si osserva un significativo incremento della deformazione e della tensione di snervamento, a fronte di un più contenuto incremento della resistenza ultima (non superiore al $5\div10\%$, per elevate velocità di deformazione).

4.2 Cenni sul comportamento delle strutture in regime di carico da esplosione

Nella valutazione del comportamento delle strutture esposte alle esplosioni, accanto alle classiche incertezze e aleatorietà delle proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio d'armatura, in regime quasi-statico, occorre considerare le incertezze e le aleatorietà delle stesse proprietà, legate alla velocità di deformazione imposta dalle azioni da esplosione. Tale circostanza determina una correlazione delle v.a. da cui dipende la resistenza, con le v.a. che caratterizzano l'azione da esplosione. Peraltro, un'analisi che consideri la variazione della velocità di deformazione con aggiornamento delle proprietà dei materiali, in funzione della variazione della velocità di deformazione, risulterebbe estremamente complessa. Generalmente, nelle analisi in regime dinamico, in presenza di azioni da esplosione, si assume che la velocità di deformazione sia costante durante e dopo l'applicazione del carico impulsivo e che sia uniforme in tutta la struttura. Sulla base di tale ipotesi si ritiene, spesso, adeguata una soluzione tecnica approssimata, ottenuta con riferimento ad un oscillatore semplice (SDOF), che simuli il comportamento della struttura, sotto carico impulsivo da esplosione. Tale procedura è molto usata nelle analisi dinamica di strutture in c.a. esposte ad esplosioni, anche in riferimento a valutazioni della sicurezza probabilistica (ad esempio, in Yu e Hao (2001) [21]).

5. ANALISI E OSSERVAZIONI IN RIFERIMENTO AL COMPORTAMENTO DI TRAVI IN C.A.

5.1 Valutazioni e osservazioni sul comportamento di travi in c.a. in regime di carico da esplosione

Al fine di evidenziare come la risposta delle strutture in c.a. sia influenzata dalle caratteristiche del carico da esplosione, si sono sviluppate valutazioni di danneggiamenti prodotti su delle travi in c.a. In particolare, a titolo esemplificativo, per lo studio, si sono considerate le strutture di copertura di un

 $f_{yd} / f_{ys} = \lambda \log_{10}(\dot{\epsilon}_d / \dot{\epsilon}_s) + 1$, dove f_{yd} e f_{ys} sono la resistenza di snervamento dinamica e statica, $\dot{\epsilon}_d$ e $\dot{\epsilon}_s$ sono i corrispondenti valori

della velocità di deformazione; $\lambda \doteq 0.03 \text{ e} \dot{\epsilon}_{s} \doteq \text{ circa } 10^{-2}/\text{s}.$

Malvar e Crawford (1998) [28] propongono una formulazione per il coefficiente di amplificazione dinamico (DIF), sia per la tensione di snervamento che ultima, in funzione della velocità di deformazione dell'acciaio delle barre, avente la seguente espressione:

DIF = $(\dot{\epsilon}/10^{-4})^{\alpha}$.

Con α che assume per la tensione di snervamento, l'espressione: $\alpha = 0,074 \cdot 0,04 \cdot fy/414$, mentre, per la tensione ultima: $\alpha = 0,019 \cdot 0,009 \cdot fy/414$, dove $\dot{\epsilon}$ è la velocità di deformazione [s⁻¹], f_y è la tensione di snervamento dell'acciaio [MPa]. La formulazione è valida per acciai con snervamento tra i 290 MPa e i 710 MPa, e per valori di $\dot{\epsilon}$ tra 0.0001 s⁻¹ e 225 s⁻¹. edificio, che, si suppone, sia organizzata con travi, poste con interasse di 1,63 m, con una luce di circa 24,3 m, vincolate alle estremità con una condizione di incastro. La consistenza geometrica e meccanica è ipotizzata con riferimento a travi reali (denominate 2, 3 e 4), già studiate in Acito et al. (2004) [29]. Per semplicità, lo studio è condotto nelle ipotesi carico di esplosione uniforme e nell'ipotesi dei carichi permanenti e dei pesi propri strutturali, già indicati in Acito et al. (2004). Le caratteristiche geometriche e meccaniche delle travi, sono state utilizzate per la formulazione dei legami momentocurvatura (M-x), assegnati a ciascun concio della trave studiata e valutati, in relazione alle proprietà dei materiali, considerando, per il calcestruzzo, il confinamento esercitato dalle armature trasversali (Acito et al. (2004) [30]). Eseguendo il confronto fra i danneggiamenti corrispondenti a diversi scenari si osserva, ad esempio, che il danneggiamento, espresso in termini di spostamento residuo della sezione di mezzeria, corrispondente allo scenario 1 di tabella 1, con sovrappressione di 88,69 kPa, risulta minore del danneggiamento indotto dall'azione di sovrappressione di 56,81 kPa, dello scenario 7. Tale circostanza diventa ancora più evidente, se, a titolo di esempio, si ipotizza uno scenario che comporti la stessa sovrappressione di 56,81 MPa, ma con una durata di 30 ms. In tal caso, il danneggiamento (freccia residua di circa 8 cm) diventa notevolmente superiore.

Ulteriori analisi dinamiche (25 analisi) sono state eseguite, a partire dai valori della sovrappressione e del tempo di durata relative allo scenario 6 di tabella 1. Le analisi sono state sviluppate assumendo i valori estremi, corrispondenti ai frattili superiori e inferiori del 5% e del 5‰, valutati a partire dai valori della sovrappressione e della durata dello scenario 6, in ipotesi di v.a. di tipo normale, caratterizzate da COV=0,2 e 0,3. Inoltre, sono state anche eseguite delle analisi con riferimento a scenari con diversi valori di distanza ridotta Z, a partire da cariche di peso W di 100, 200 e 500 kg. Per la valutazione della risposta strutturale, si sono assunti i valori deterministici dei legami $(M-\chi)$ in regime quasi-statico. Nella figura 10, sono riportati gli andamenti dello spostamento della sezione di mezzeria, ottenuti con riferimento ad alcuni scenari considerati, fra i quali lo scenario caratterizzato da una sovrappressione di 2667 kPa, con durata 1,32 ms (con area d'impulso pari a 1741 kPa ms), dato dalla esplosione di una carica di 200 kg di TNT, posta a distanza ridotta Z=1. Come si può osservare dalla figura 10, tale andamento si sovrappone abbastanza bene con quello effetto di uno scenario caratterizzato da una sovrapposizione molto minore, di 288,17 kPa, anche se applicata con una durata di 19,94 ms, ma che, però, presenta circa lo stesso impulso, pari 1760 kPa ms. Tale circostanza si conferma nella figura 11, dove sono riportati gli andamenti delle variazioni degli impulsi associati alle esplosioni, e degli spostamenti della sezione di mezzeria, calcolati con le analisi dinamiche. Tali variazioni sono valutate rispetto all'impulso e al corrispondente spostamento della sezione di mezzeria della trave, relativi allo scenario 6, assunto come riferimento. Infatti, ad esclusione degli scenari caratterizzati da elevate sovrappressioni (7-10 volte quella dello scenario 6 di riferimento), pur in presenza di grandi deformazioni residue della struttura, si osserva una variazione dell'effetto (spostamento) analoga alla variazione della causa (carico di blast), intesa come azione d'impulso.

Al fine di valutare se le ipotesi assunte nel modello numerico per le analisi dinamiche relative al comportamento in regime quasi-statico dei materiali siano corrette, si sono valutate le velocità di deformazioni prodotte per alcuni scenari considerati. Nelle figure 12 e 13, sono riportati gli andamenti della curvatura e della velocità di deformazione del calcestruzzo (valutata in corrispondenza delle fibre più compresse) e dell'acciaio (valutata nel baricentro delle armature tese), in corrispondenza del concio di estremità della trave.



Figura 10 – Confronto dell'andamento dello spostamento della sezione di mezzeria

I valori delle velocità di deformazioni sono riferiti ad un valore del rapporto incrementale, calcolato rispetto all'origine, fino al primo picco di curvatura massima. I valori massimi di velocità di deformazione del calcestruzzo, pari a $\dot{\epsilon}$ =0,05/s e a $\dot{\epsilon}$ =0,15/s, per l'acciaio, determinano dei valori dei fattori di incremento dinamico (DIF) pari a K_{dc}=1,221 e pari a K_{ds}=1,035, rispettivamente. Peraltro, la variazione delle proprietà dei materiali per effetto DIF non modifica significativamente il legame costitutivo M- χ dei conci di estremità, confutando così la validità dei risultati delle analisi ottenute con i legami costitutivi in regime quasi-statico.



Figura 11 – Confronto fra le variazioni dello spostamento massimo e del corrispondente impulso rapportati ai valori corrispondenti ai valori medi dello scenario 6



Figura 12 – Andamento delle curvature nel tempo del concio di trave agli incastri





Nella figura 14 sono riportati gli andamenti dei diagrammi $M\chi$ del concio di estremità, valutati per alcuni scenari considerati nelle analisi.



Figura 14 – Andamento del legame M- χ nel tempo, del concio di trave agli incastri

5.2 Verifica probabilistica dello stato limite di danno

Dato l'elevato grado d'incertezza e aleatorietà del carico da esplosione, che si riflette nella risposta della struttura, la quale è già affetta dalle incertezze e aleatorietà dei materiali e delle caratteristiche geometriche, una più corretta valutazione dello stato limite di danno può ottenersi con un approccio di tipo probabilistico. In tal caso, in un problema di verifica, per una data carica esplosiva (di peso W di TNT) e per una data posizione delle barriere, che fissano la distanza di stand off R, si tratta di valutare che la probabilità di superare lo stato limite di danno sia accettabile. In particolare, per lo SLD conside-

rato, la misura si ritiene positiva se risulta: $P_{fi} \le P_{fi}^*$, dove P_{fi}^* è la probabilità limite ritenuta accettabile.

Per la definizione dello stato limite di danno, si possono considerare diversi aspetti. Ad esempio, nel caso di una trave in c.a., si può assumere che lo spostamento massimo della sezione di mezzeria, in regime plastico, rispetti uno stabilito rapporto di duttilità. In tal caso, la funzione di stato limite può essere formulata con l'espressione: $g = \mu \cdot V_y - V_{max}$, dove μ è il rapporto di duttilità assunto come accettabile, v_{max} è lo spostamento massimo indotto dalle azioni, v_y è lo spostamento valutato al limite elastico.

In modo più semplice, lo spostamento limite accettabile può essere assunto, ad esempio, con riferimento alla luce L della trave. In tal caso, si può far riferimento ad uno spostamento massimo istantaneo e/o allo spostamento residuo della sezione di mezzeria (ad esempio, come limite istantaneo, si può assumere $v_{max} \leq L/50$, mentre come limite residuo, si può assumere $v_{res,max} \leq L/100$). In alternativa alla freccia della sezione di mezzeria, si può assumere che la curvatura massima in regime plastico rispetti uno stabilito rapporto di duttilità. In tal caso, la funzione di stato limite può essere formulata con l'espressione: $g = \mu \cdot \chi_v - \chi_{max}$, dove μ è il rapporto di

duttilità assunto come accettabile, χ_{max} è la curvatura massima plastica indotta dalle azioni, χ_y è la curvatura massima valutata al limite elastico (ovviamente, nel caso in esame, essendo la trave incastrata e con carico distribuito uniforme, la curvatura osservata non può che riguardare il concio di estremità incastrata). La procedura per il calcolo della probabilità di failure può essere sviluppata secondo le classiche procedure analitiche approssimate FOSM-RI, nell'ipotesi di disporre di semplici relazioni analitiche, che descrivono il comportamento dinamico della struttura, prima e dopo le plasticizzazioni. Tale circostanza, però, può facilmente conseguirsi in tutti quei casi in cui la struttura può ricondursi ad un oscillatore ad un grado di libertà (SDOF), come è, ad esempio, nel caso di travi a sezioni costanti e con armature identiche in tutte le sezioni. Negli altri casi, la gestione più semplice può risultare di tipo numerico, la cui precisione riflette la numerosità di "esperimenti" numerici, ottenuti con riferimento al carico da esplosione di un dato scenario, generati secondo procedure tipo Monte Carlo. È pur vero, però, che a fronte dei valori campionati delle azioni con procedura Monte Carlo, devono seguire delle analisi dinamiche, il cui impegno temporale può risultare eccessivamente oneroso. Per ovviare a tale onerosità, si possono sviluppare delle valutazioni di campionatura delle azioni da esplosione di un dato scenario, con procedura Monte Carlo, da utilizzare come input per un modello con rete neurale (RNA), addestrata sui risultati di analisi numeriche (FEM), svolte in regime di dinamica non lineare¹⁵. In tal modo, si ottiene la possibilità di disporre di una statistica molto estesa di risposte della struttura, che possa consentire di tarare una v.a. di repertorio che caratterizzi al meglio la risposta strutturale. Ad ogni modo, una volta caratterizzata la risposta strutturale, si può procedere alla valutazione della probabilità di failure, con procedura FOSM-RI, in cui la v.a. lato domanda, da considerare nella equazione di stato limite di danno, è assunta con il valore medio e il valore della deviazione standard, della statistica degli esperimenti di analisi dinamica considerati.¹⁶ In luogo di tale procedura, in modo semplice, si può operare una stima della probabilità di superamento dello stato limite di danno, limitando le analisi dinamiche a poche decine di elaborazioni ed assumendo, per la caratteristica di comportamento osservata con la sperimentazione numerica (spostamento, curvatura, momento, ecc.), un'aleatorietà di tipo normale. Ad esempio, con riferimento ai risultati delle analisi dello scenario, si è valutato il valore medio e la deviazione standard della freccia massima istantanea v_{max} (al primo picco) e della freccia residua v_{resid} . (a tempo infinito). Nella tabella 2, sono riportati tali valori calcolati, con riferimento allo scenario 6 considerato.

Tabella 2 - Valutazione dei valori medi e delle deviazioni standard dello spostamento

scenario	$\mu_{Vresid.}$	$\sigma_{Vresid.}$	$\mu_{V max}$	$\sigma_{Vmax.}$
6	0,09736	0,074298	0,18848	0,136526

I corrispondenti valori della stima della probabilità di superamento dello stato limite di danno, con riferimento ai valori massimo istantaneo e residuo, rispettivamente ipotizzate pari a L/50=48,6 cm e L/100=24,3 cm, risulta essere:

$$P(v_{max} \le L/100) = 1, 4 \cdot 10^{-2}$$
; $P(v_{resid} \le L/50) = 2, 4 \cdot 10^{-2}$

5.3 Valutazione della distanza di stand off, per le strutture a trave in C.A.

In un problema di calcolo della distanza di stand off si procede in verso opposto a quanto svolto per la verifica. Fissato lo stato limite di danno, si ricerca, per una data quantità di carica, la distanza minima da garantire con barriere, associate alla sovrappressione e alla durata della stessa, che produce il raggiungimento dello stato limite di danno. In questo caso, la ricerca della sovrappressione e del tempo di durata può svolgersi per tentativi. La difficoltà di individuare lo scenario corrispondente potrebbe essere superata con l'impiego di procedure che utilizzino dei sistemi intelligenti addestrati sulla base di un certo numero di simulazioni numeriche. Anche in questo caso, però, per rendere operative tali procedure è necessario sviluppare numerose simulazioni numeriche per addestrare la rete. Peraltro, la corrispondenza fra la variazione della causa (impulso) e la variazione dell'effetto (spostamento sezione di mezzeria), osservata nel caso di scenari con un impulso non elevato, può favorire la ricerca per tentativi della distanza di stand off. Infatti, la valutazione per tentativi della distanza R di stand off parte dalla valutazione di un possibile valore di sovrappressione e della durata, che comportano il raggiungimento dello stato limite di danno ipotizzato, può essere agevolato dalla considerazione che pur in regime non lineare, in ambito di scenari con sovrappressioni non elevate, tenendo conto degli andamenti dei rapporti di figura 11. In tal caso, dopo pochi tentativi si può ricavare la distanza R, attraverso le relazioni empiriche di letteratura, una volta ipotizzata una plausibile quantità di peso W di TNT. Ad esempio, valu-

$$\beta = \frac{g(\mu_{X1}, \dots, \mu_{Xn})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n} a_i^2 \sigma_{Xi}^2}}, \text{ con } a_i = \frac{\partial g}{\partial X_i}, \text{ dove } \mu_{Xi} e^{-\sigma_{Xi}}$$

¹⁵ È noto l'impiego di reti neurali (RNA) per la realizzazione di un modello empirico approssimato ingresso-uscite di un qualsiasi sistema, a partire da un insieme di esempi di funzionamento che coprano in modo efficace lo spazio del funzionamento del sistema. In questo caso, si può addestrare la RNA considerando i risultati delle analisi numeriche (uscite), a partire dai valori di input costituiti dai valori di sovrappressione e di durata utilizzati nelle analisi. Infatti, con la procedura con RNA è possibile simulare il funzionamento del "sistema" sia nel senso ingresso-uscita (input-output), sia nel senso uscite-ingresso (output-input). Pertanto, una volta definito l'output corrispondente al raggiungimento dello stato limite, con la RNA si possono stimare i dati di input che danno luogo a quelle uscite.

¹⁶ Nell'ipotesi di v.a. lato resistenza e lato azione, non correlate, ipotesi accettabile in ambito delle basse velocità di deformazione dei materiali, e di ipotesi di funzione di stato limite non lineare, la procedura FOSM-RI prevede la seguente espressione dell'indice di sicurezza:

sono, rispettivamente, i valori medi e la deviazione standard delle v.a., lato resistente e lato domanda, che sono considerate nella relazione di stato limite.

tato con analisi numerica lo spostamento massimo della sezione di mezzeria pari a v_{max}=0,1339 m, con riferimento ad uno scenario 3 di tabella 1, corrispondente ad un impulso di 713,4 kPa ms, si può stimare che l'impulso corrispondente al danneggiamento massimo considerato accettabile, (ipotizzato in 0,486 m L/50), sia pari a 713,4x0,486/0,1339 =2589,41 kPa ms. Sulla base di tale valore dell'impulso si può ricavare una stima della distanza ridotta Z, fissato il peso della carica in W=300 kg. Infatti, uguagliando il valore dell'impulso pari a 2589,41 kPa ms al valore espresso dalle relazioni empiriche, in funzione della distanza ridotta Z, assunta come incognita, si ricava la Z corrispondente. In particolare, nel caso si faccia riferimento alle relazioni empiriche proposte da Henrych (1979) si ottiene R=14, 8 m, con τ =12,0 ms e ΔP_{rmax} =422,9 kPa, mentre, con riferimento alle proposte del documento TM5 – 1300 si ottiene R=13, 1 m, con τ =4,17 ms e $\Delta P_{\text{rmax}} = 1252 \text{ kPa.}$

6. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Lo studio presenta una rassegna delle principali proposte empiriche per la valutazione delle azioni da esplosione. In particolare, si sono prese in considerazione le azioni da esplosioni esterne dovute ad esplosivi veri e propri, riconducibili a possibili scenari di attentati terroristici. Nello studio sono evidenziati i principali aspetti delle azioni da esplosione, ponendo a confronto le principali relazioni empiriche per la valutazione dei parametri che definiscono l'azione delle esplosioni. Da tale confronto, si è potuto constatare la notevole dispersione dei valori dei parametri caratteristici dell'azione delle esplosioni, forniti da tali relazioni empiriche. Le simulazioni con analisi in regime di dinamica non lineare, su casi semplici di strutture in calcestruzzo armato, in presenza di scenari plausibili di azioni da esplosione, ha permesso di evidenziare il ruolo della durata dell'applicazione delle sovrappressione (impulso), dovute alle diverse ipotesi di scenari.

In particolare le simulazioni sulla trave di c.a. studiata, hanno anche permesso di evidenziare che:

- entro ambiti d'impulsi non elevati si può considerare che per una trave di altezza ordinaria, le proprietà dei materiali possono considerarsi non significativamente modificate dal regime dinamico indotto dall'esplosione;
- le strutture progettate con riferimento a carichi ordinari, in ipotesi di accettare danni che non compromettano la stabilità delle stesse, possono offrire una importante capacità resistente nei riguardi di azioni da esplosione;
- a partire da condizioni di danno accettabili per i componenti strutturali di una costruzione, risulta molto agevole valutare una stima della probabilità di superamento;
- a partire da condizioni di danno accettabili per i componenti strutturali di una costruzione, risulta agevole progettare la distanza di stand off R, da assicurare alla costruzione, mediante barriere fisiche provvisorie o fisse, che impediscano ai veicoli potenzialmente pericolosi di avvicinarsi alla costruzione.

RINGRAZIAMENTI

Nel redigere questa memoria mi è stato di prezioso stimolo e di utili suggerimenti il prof. A. Migliacci che da sempre cura il problema della sicurezza strutturale.

BIBLIOGRAFIA

- [01] UNI EN 1991-1-7:2006. Eurocodice 1 Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali.
- [02] DM 14 gennaio 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008.
- [03] Osteraas J. D. (2006). "Murrah building bombing reviseted: A qualitative Assessment of blast damage and collapse patterns". ASCE J. Of Perform. Of Constructed Facilities, Vol. 20, No. 4, November 2006.
- [04] TM5-1300. 1990. Structures to Resists the Effects of Accidental Explosions. US Army. USA.
- [05] Federal Emergency Management Agency, FEMA 426, Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings.
- [06] Federal Emergency Management Agency, FEMA 427, Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terrorist Attacks.
- [07] Federal Emergency Management Agency, FEMA 428, Primer for Designing Safe School Projects in Case of Terrorist Attacks.
- [08] Federal Emergency Management Agency, FEMA 429, Primer for Terrorist Risk Reduction in High Occupancy Buildings.
- [09] Federal Emergency Management Agency, FEMA 430, Security Component for Architectural Design.
- [10] Henrych J. The dynamics of explosion and its use. Amsterdam: Elsevier, 1979.
- [11] Sadovskyi M.A. (1952), Mechanical Effects of Air Shock Waves from Explosions According to Experiments. Moskau.
- [12] Brode H.L., Numerical solution of spherical blast waves. Journal of Applied Physics, No. 6, (June 1955).
- [13] Naumenko I.A., Petrovski I.G., The Shock Wave of a Nuclear Explosion. Moskau (1956)
- [14] Mills C.A. The design of concrete structures to resist explosions and weapon effects. In: Proceedings of the 1st International Conference for Hazard Protection, Edinburgh, 1987.
- [15] Baker W.E., Cox P.A., Westine P.S., Kulesz J.J., Strehlow R.A., (1983). Explosion hazards and evaluation. Elsevier.
- [16] Bulmash G., Kingery C.N., (1984) "Airblast Parameters from TNT Spherical Air Burst and Hemispherical Surface Burst." Raport ARBL-TR-02555 - US Army.
- [17] Bulmash, G. and Kingery, C. N. (1986). "Computational determination of blast wave pressure-time histories." Proceedings of the 1986 ASME International Computers in Engineering Conference and Exhibition, Vol. 2. ASME, NY, 343-347.
- [18] TM5-855-1 (1986). "Fundamental of Protective Design for Conventional Weapons US department of the Army, (1987).
- [19] Lu Y. and Wang Z. (2006). "Characterization of structural effects from above-ground explosion using coupled numerical simulation". Computer and structures 84 (2006) 1729-1742.
- [20] Longinow A., Mniszewski R. K. (1996). "Protecting buildings against vehicle bomb attacks". ASCE J. Practice Periodical on struct. Design and construction, Vol. 1, No. 1, February 1996.
- [21] Hsin Yu Low, Hong Hao (2001). "Reliability analysisi of reinforced concrete slabs under explosive loading". Structural Safety 23 (2001) 157-178.
- [22] Grote, D., Park, S., & Zhou, M. (2001), "Dynamic behaviour of concrete at high strain rates and pressures".

Journal of Impact Engineering, V25, 2001, pp. 869-886.

- [23] Scott, B.D., Park, R., & Priestley, M.J.N. 1982. Stress-Strain Behaviour of Concrete by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. ACI Structural Journal, V19, 1, pp. 13-27.
- [24] CEB-FIP (1990). CEB-FIP Model Code 1990, Comité Euro-International du Béton, Redwood Books, Trowbridge, Wiltshire, UK.
- [25] Crawford, J.E., Malvar, L.J. (1998). "Dynamic increase factors for concrete". Twenty-eighth DDESB Seminar, Orlando, FL, August 1998.
- [26] Bischoff, P.H., Perry, S.H., 1991. Compression behavior of concrete at high strain-rates. Mater. Struct. 24, 425–450.
- [27] Liu GQ, Owen DRJ. (1986), Ultimate load behavior of reinforced concrete plates and shells under dynamic transient loading. International Journal for Numerical Methods in Engineering 1986;22:189–208.
- [28] Malvar LJ. 1998. Review of Static and Dynamic Properties of Steel Reinforcing Bars, ACI Materials Journal, V95, 5, pp. 609-616.
 [29] M. Acito, A. Migliacci (2004), Il progetto del risanamento
- [29] M. Acito, A. Migliacci (2004), Il progetto del risanamento strutturale dell'impalcato del 26° piano del grattacielo Pirelli a Milano, Giornate AICAP di Verona 2004.
- [30] M. Acito, A. Migliacci, A. Franchi (2004), Il risanamento strutturale del grattacielo Pirelli a Milano, Studi e Ricerche Vol. 24. Italcementi Editore 2004.

LA SCELTA DEI MATERIALI PER LE GRANDI OPERE CIVILI: IL NUOVO PONTE SUL TICINO A VIGEVANO

Maurizio Acito¹, Danilo Campagna²

¹ Facoltà di Architettura Civile – Politecnico di Milano

² Libero Professionista

SOMMARIO

Nella memoria vengono presentate le linee guida che ispirano le moderne strategie nella realizzazione delle grandi opere civili. Per tali opere, gli obiettivi da considerare sono diventati via via più numerosi, talché si rivela ormai quasi indispensabile fare ricorso a materiali e a strategie che possano soddisfare assai bene a molti di tali obiettivi, in modo da poterne considerare poi un numero minore nell'ottimizzazione della soluzione. Anche perché, in effetti, alcuni di questi obiettivi sfuggono a razionali procedure scientifiche. La memoria evidenzia come sia da favorire l'impiego dei nuovi calcestruzzi (HPC, HSC, SCC), per la realizzazione delle opere in calcestruzzo armato sulla base di ragioni oggettive, le quali peraltro fanno soddisfare alla necessità di cui sopra si è detto.

Emblematico, sotto questo riguardo, è il caso dei ponti stradali per i quali è essenziale una corretta progettazione a garanzia di un esercizio sicuro. A tal proposito, la memoria presenta, come casi studio, il progetto definitivo del nuovo ponte sul Ticino a Vigevano. Le valutazioni di LCC, eseguite con riferimento alla scelta dei materiali, adottate nel progetto definitivo del ponte, permettono di evidenziare come la scelta di materiali più durevoli e performanti consenta di meglio salvaguardare la vita umana, con l'assurdo che le scelte che consentono di salvare più vite umane sono anche le meno costose per la collettività.

SUMMARY

The aim of this work is to point out how the specific characteristics of High Performance Concrete (HPC) and High Strength Concrete (HSC) inform the requisites and the quality of modern design and management of concrete constructions. In particular, is pointed out how the improved characteristics in terms of strength, durability and workability better fulfils the quality requisites of bridges.

Finally, one example of HPC long-span (L=150 m) bridges design are presented. In particular, the design of the new binate arches bridge on the Ticino.

1. INTRODUZIONE

In [01] e [02] si è avuto già modo di evidenziare di come in Italia, per la realizzazione di tali opere pubbliche è acquisita ormai una precisa strategia che fa capo alla Legge quadro sui LL.PP. e al relativo Regolamento Attuativo ([03]), e che in tale contesto la scelta di realizzare una opera civile di interesse pubblico, deve essere ottenuta con strategie razionali che dal punto di vista tecnico operativo consentono di individuare la soluzione ottimale, fra tutte quelle tecnicamente valide ed ugualmente possibili, tenendo di vista numerosi obiettivi. Non ultimo, la accresciuta sensibilità della collettività di fronte ai sempre più frequenti eventi disastrosi e alla necessità di valutare quanto occorre mettere in atto al fine di salvaguardare la vita umana in riferimento a tali rischi.

In generale, il complesso degli obiettivi ([02]) coi quali si ha a che fare, salvo situazioni particolari che possono diversamente delimitare od orientare il quadro degli obiettivi, si può proporre per essi l'elenco di Tabella 1.

La soluzione da ricercare, fra tutte quelle tecnicamente valide ed ugualmente possibili, è proprio quella che massimizza il rapporto benefici/costi nei confronti dei suddetti obiettivi, i quali sono quasi sempre fra loro conflittuali.

In generale, le procedure di individuazione della scelta ottimale si riconduce all'applicazione di algoritmi che consentono di quantificare il soddisfacimento parziale, garantito da ciascuna soluzione, considerata fra quelle ugualmente possibili. Tali algoritmi sono noti come metodi di ottimizzazione multi-obiettivo.

A questo riguardo, già si è visto [02] come le più recenti tecniche di tali metodi fanno riferimento alle teorie dei fuzzy sets e che la conflittualità fra alcuni obiettivi è chiara ed evidente, come ad esempio, la conflittualità tra i costi di impianto e di servizio, i quali sono orientati in direzione opposte (al diminuire dell'uno cresce l'altro e viceversa). Questa circostanza è tanto più vera quanto più la costruzione è di grande rilevanza e impegno statico, interessate generalmente da condizioni ambientali molto aggressive, come ad esempio si verifica per i manufatti da ponte. Per tali manufatti assume un carattere rilevante una corretta valutazione dei costi di costruzione, manutenzione e gestione. Infatti, per tali opere, è ormai visione condivisa, che non è di interesse, realizzare opere di minore costo d'impianto, se poi durante il servizio si hanno costi ed oneri esagerati, che ribaltano totalmente il risparmio ottenuto al momento dell'impianto. Il costo che si deve cercare di minimizzare è quello corrispondente all'intero ciclo di vita dell'opera (Fig. 1) [04], cosicché può benissimo darsi che opere più costose come impianto abbiano poi in servizio costi assai minori (di controllo, manutenzione, ecc., nonché indiretti), risultando così essere preferibili.

Tabella 1 - Obiettivi da perseguire nella progettazione

CATEGORIA	OBIETTIVO		
Culturale/Sociale	0) valenza architettonica e funzionale, soste-		
	nibilità ambientale		
	1) resistenza		
	2) rigidità		
"Materiale"	3) duttilità e tenacità		
	4) durabilità		
	5) resistenza al fuoco		
	6) semplicità e sicurezza di costruzione		
	7) costo della costruzione (impianto)		
	8) tempi di realizzazione e rispetto del		
"Costruzione"	cronoprogramma		
	impatto di cantiere		
	10) salvaguardia delle preesistenze		
	storico-monumentale		
	11) versatilità della costruzione (riparabilità,		
	adattabilità, sostituibilità degli elementi)		
	12) costo di servizio		
"Servizio"	13) alti livelli di sicurezza di servizio (priorità		
	della salvaguardia umana)		
	14) impatto ambientale		
	15) Vincoli e costi del territorio.		

Pur con le gravi incertezze di come conteggiare taluni costi indiretti (ad esempio, quelli connessi ai danni alle persone), stando ai costi diretti e a quelli indiretti monetizzabili, la minimizzazione del Costo Totale di Vita (LCC=Life Cycle Cost) fa capire come per le opere pubbliche sia di grande importanza ridurre il costo di servizio, contenendo al massimo i costi connessi alla Manutenzione Ordinaria (MO = sorveglianza, interventi sulle finiture, opere secondarie, ecc.) ed evitando di dovere ricorrere ad opere di Manutenzione Straordinaria (MS= interventi su strutture, opere principali, ecc.).

A tali esigenze si è generalmente dato risposta con le prescrizioni di normative, rivolte ad ottenere la durabilità delle costruzioni, a partire dalle proprietà intrinseche dei materiali impiegati sino alle caratteristiche proprie degli elementi costruttivi che formano l'opera.

Pertanto, accanto agli obiettivi tradizionali richiesti ad una costruzione, i quali, come è ben noto, riguardano le grandezze "meccaniche", ossia la resistenza, la rigidità, la duttilità e la tenacità, ha trovato sempre più spazio l'obiettivo della durabilità (obiettivo 4), che però è in conflitto chiaro con l'obiettivo del costo d'impianto (obiettivo 8). Peraltro, a fronte di tale visione, largamente presentata in letteratura, con considerazioni teoriche qualitative, come ad esempio in [01] e [02], che chiariscono che un costo d'impianto maggiore non corrisponde ad uno spreco di risorse economiche ("chi più spende meno spende"), nella pratica operativa, anche per opere importanti, sono largamente disattese tutte quelle valutazioni (previste anche in [03]), tese alla individuazione della scelta ottimale, e spesso il piano di manutenzione è solo un documento progettuale fine a se stesso.



Figura 1 – Costo totale del ciclo di vita

Tale circostanza è probabilmente da ricondurre alla complessità delle procedure di ottimizzazione dei metodi multiobiettivo, patrimonio operativo non comune fra i progettisti e gli esecutori. Peraltro, tale complessità può essere semplificata tutte le volte che le soluzioni progettuali sono riferite a quelle opere per le quali alcuni obiettivi hanno carattere vincolante e il cui soddisfacimento è pre-requisito di scelta a prescindere da ogni altra implicazione. Ad esempio, l'obiettivo 0, il valore architettonico-funzionale e la sostenibilità ambientale, possono essere di peso tale da orientare la soluzione in una direzione quasi obbligata, i cui canoni sono da ricondurre alla cultura e alla politica della società. Ma anche l'obiettivo 15, costo del territorio, assieme ai tre obiettivi riguardanti l'impatto dell'opera, per il cantiere, 9, per l'ambiente, 14, e le pre-esistenze storico-monumentali, 10, sono spesso determinanti nella scelta della soluzione, dato il loro peso nell'orientare la soluzione in una direzione quasi obbligata.

In tale contesto, si tratta di operare, per ciascuna soluzione proposta di equivalente valore architettonico e di coerenza ambientale e storico-monumentale, una scelta delle proprietà dei materiali e di tecnologie esecutive, che ottimizzano il rapporto costi/benefici in relazione ai restanti obiettivi.

In tal caso, un corretto modo di procedere è di procedere ad una misura dei costi globali (diretti e indiretti) di vita della costruzione (LCC) per le diverse soluzioni, fissato un adeguato livello minimo di soddisfacimento degli obiettivi perseguiti.

Questa visione si ritrova nei più recenti dispositivi normativi, come a esempio l'ASTM E 917 [06], dove sono fornite delle metodologie per la valutazione dell'effettivo LCC di soluzioni progettuali, tutte tecnicamente valide ed ugualmente possibili, in modo da poter comparare diverse soluzioni, ottenibili con riferimento ai materiali e alle tecnologie.

Peraltro, per l'utilizzo di tale procedura in riferimento ai costi diretti e indiretti, è essenziale evidenziare come questa procedura possa gestire in modo soddisfacente gli aspetti etico-morali del più importante degli obiettivi da perseguire, l'obiettivo 13. Tale obiettivo, deputato per la sua parte fondamentale alla salvaguardia della vita umana, nella realizzazione di opere pubbliche è rivolto essenzialmente a due aspetti fondamentali.

Il primo, prevalentemente rivolto a quelle costruzioni, quali le infrastrutture stradali e ferroviarie, per le quali ogni riduzione o interruzione di servizio, oltre a danni diretti e indiretti facilmente monetizzabili, è causa di perdite di vite umane. Per questo aspetto il problema si pone correttamente nei termini di quanto occorre spendere in più affinché si possano ottenere delle opere più durevoli, ossia opere per le quali gli interventi di MO e MS abbiano caratteristiche e frequenza tale da ridurre il rischio per la vita umana¹.

Il secondo aspetto, è, invece, legato alla circostanza che si è drammaticamente appalesata con gli attentati dell'11 settembre 2001, e che riguardano, quindi, la possibile evenienza di eventi disastrosi. Per tali eventi, che è praticamente impossibile impedire con certezza, le conseguenze generalmente conducono alla morte dell'opera con perdite umane. Anche per questo aspetto, il problema si pone correttamente nei termini di quanto occorre spendere in più, in sistemi e mezzi di natura impiantistica, ovviamente corredati dalle necessarie parti strutturali a loro servizio, affinché si possano ottenere delle opere per le quali, in caso di eventi eccezionali, sia possibile garantire un tempo di sopravvivenza dell'opera, adeguato per il soccorso e l'evacuazione delle persone.

In [1] e [2] sono ben evidenziati i vantaggi che comporta l'impiego di tali calcestruzzi dal punto di vista meccanico. In questa sede, si vuole approfondire il ruolo che possono assumere le migliori proprietà di durabilità di tali moderni materiali, nei riguardi degli aspetti di soddisfacimento degli obiettivi relativi alla costruzione e al servizio.



Figura 2 - Vista rendering del progetto definitivo del ponte sul Ticino a Vigevano

Nella presente memoria, invece, attraverso l'analisi di costo di vita (LCC), si intende evidenziare il ruolo che rivestono le proprietà di durabilità dei materiali HPC/HSC, nei riguardi dei costi diretti e indiretti legati al servizio.

In specifico, si evidenzia come con riferimento ad un caso studio costituto dal progetto definitivo del nuovo ponte sul Ticino a Vigevano (Fig. 2), siano favoriti i nuovi calcestruzzi ad alte prestazioni e resistenza (HPC, HSC), al posto dei calcestruzzi ordinari.

Infatti, l'ambito delle scelte delle soluzioni progettuali considerato in questo studio di LCC, si è limitato alla sola scelta delle caratteristiche dei materiali, in quanto nella individuazione della soluzione progettuale, si è assunto come vincolante il valore formale della tipologia ad arco con via intermedia in calcestruzzo armato (obiettivo 0, vincolante), scelta dai progettisti del ponte, in accordo con la committenza. Il nuovo ponte si collocherà ad Est di Vigevano, parallelo al ponte ferroviario; è organizzato con due arcate binate (ciascuna circa di 150 m di luce), che sospendono l'impalcato a cassone multicellulare (Fig. 3), che con le due campate di riva raggiunge la lunghezza complessiva di 350 m, ospita quattro corsie, separate al centro, e due corsie ciclo-pedonali ai lati (larghezza tot. impalcato di circa 30 m)².



Figura 3 - Sezione trasversale impalcato

In particolare, la soluzione individuata dai progettisti è "a via intermedia" con archi binati in calcestruzzo bianco SCC ad alte prestazioni (HSC), all'interno dei quali si sviluppa l'impalcato del ponte, anch'esso in calcestruzzo SCC ad alte prestazioni (HPC), ma di classico colore grigio. Il vincolo sul valore formale rappresentato dalla scelta di tipo statico-figurativo (obbiettivo 0, 1, 2, 3, ecc.), ha suggerito di porre gli archi binati secondo piani inclinati (27° rispetto al piano verticale), in modo da consentire un avvicinamento delle arcate e quindi la realizzazione di un collegamento nelle zone in prossimità della sezione di chiave, ottenendo così una maggiore stabilità degli archi (obbiettivo 1, 2), soprattutto fuori del proprio piano.

Inoltre, il soddisfacimento di obiettivi appartenenti alla categoria "Costruzione", quali in particolare gli obiettivi (7), (8) e (9), hanno indirizzato le scelte progettuali in direzione di un schema statico, che consentisse la costruzione di archi staticamente garantiti, indipendentemente dalla funzione di catena dell'impalcato. Di riflesso a tale scelta, si sono ottenuti diversi vantaggi di tipo funzionale quali:

 la possibilità di costruire l'impalcato successivamente alla costruzione degli archi, utilizzando le moderne tecniche di avanzamento per conci prefabbricati o gettati in

¹ Ad esempio, già solo per la riabilitazione della pavimentazione, è necessario considerare il potenziale incremento di incidenti, che si verificherà in prossimità dei cantieri stradali. Infatti, come è stato rilevato, nelle autostrade americane negli ultimi anni l'incremento di aree di lavoro dovute a riabilitazione del manto stradale e l'incremento del traffico hanno comportato, nei periodi di chiusura parziale delle carreggiate, un sensibile aumento delle code veicolari con un deciso abbassamento del livello di sicurezza per gli utenti. Alcuni studi, come ad esempio quello in [07], indicano chiaramente che gli incidenti durante i lavori incrementano del 26%, se comparati per lo stesso periodo in anni precedenti quando non c'erano cantieri; ovvero quello in [08], che mostrano che per cantieri di lunga durata il tasso di incidentalità si incrementa dell'88%, se comparato con periodi precedenti. Così pure gli studi in [09] concludono che in media, in presenza di cantieri in autostrade della Virginia con più di due corsie di marcia, gli incidenti incrementano di circa il 57%, mentre l'incremento diventa di circa il 168%, nel caso di autostrade urbane a due corsie di marcia.

² Il progetto rientra nel programma di riqualificazione della SS 494 Vigevanese, con l'adeguamento del tracciato storico (progetto: Errevia srl – Rozzano MI), e quindi la necessità di un nuovo ponte (progetto: MSC Associati srl - MI), con sezione adeguata alle nuove esigenze di mobilità. Il progetto è stato sottoposto a procedura VIA, ai sensi del DPR del 12/4/96, il cui esito positivo ha consentito l'avvio della Conferenza di Servizio.

opera con cassero a sbalzo (riproponendo, cosi, le podologie tipiche dei ponti strallati), evitando, cioè, la realizzazione di costose opere provvisionali, peraltro necessariamente poste in alveo (obiettivi 6, 7, 8, 9);

• la maggiore garanzia in fase esecutiva e in fase di servizio, nei confronti degli eventi di piena, sia una riduzione, rispetto al progetto preliminare (obiettivi 6, 7).

L'intero sistema costruttivo, arcate e impalcato, si basa su segmenti di prefabbricati, costruiti a piè d'opera e successivamente montati (obiettivi 6, 7, 8, 9). In merito alla organizzazione delle fondazioni, la scelta di rinunciare alla funzione di catena per l'impalcato, ha fatto si che le spinte degli archi confluiscano direttamente nelle fondazioni³.

Le notevoli dimensioni geometriche della sezione degli archi e la necessità di garantire tempi di esecuzione più rapidi (obiettivi 6, 7, 8 e 9) e soprattutto la necessità di limitare alla sola parte esterna (concio tubo prefabbricato) l'impiego di calcestruzzo bianco, eventualmente additivato con biossido di titanio, ha indirizzato la soluzione verso elementi cavi (concio tubo prefabbricato). Peraltro, tale scelta consente di realizzare un ulteriore vantaggio strutturale, ossia la possibilità di realizzare nella configurazione finale degli archi un "midollo" interno continuo, mediante il posizionamento di una idonea armatura e un successivo riempimento, mediante getto in opera di calcestruzzo (R_{ck} =75 MPa) tipo SCC.

La scelta di utilizzare un materiale pregiato come il calcestruzzo SCC bianco con resistenza R_{ck}=75 MPa, per le arcate binate, è stata accompagnata da un'analoga scelta in termini di resistenza e durabilità, per i calcestruzzi SCC grigi, del "midollo", delle spalle e dell'impalcato (HPC con resistenza 75 MPa). In tal modo, si realizza un contenimento degli ingombri di tali componenti strutturali, rispetto ad una soluzione con NSC. Infatti, ingombri più contenuti e quindi un minor peso proprio delle strutture in elevazione comportano un conseguente minore scarico sulle fondazioni e di conseguenza delle strutture di fondazioni di dimensioni minori, sostenute da un numero di pali più contenuto. Tale scelta è risultata poi essere vincolante di progetto, oltreché per il fatto che consente il miglior soddisfacimento di praticamente tutti gli obiettivi, compreso il costo d'impianto, per il quale il maggior costo dei calcestruzzi SCC ad elevata resistenza (tipo HPC), rispetto ai calcestruzzi SCC ordinari tipo NSC, generalmente si bilancia con il costo delle maggiori quantità di materiali (calcestruzzi e acciai) da impiegare per la realizzazione di strutture, più ingombranti e pesanti, soprattutto perché migliore è il soddisfacimento dell'obiettivo di impatto ambientale e di sostenibilità ambientale (obiettivo 13 e obiettivo 0). Infatti, una struttura con minori ingombri (più snella), oltre a meglio inserirsi nel contesto ambientale, concretizza una migliore sostenibilità ambientale, in quanto ad un minore impiego di materiale corrisponde una maggiore sostenibilità ambientale, per effetto del minor consumo di risorse non rinnovabili e di un minore inquinamento atmosferico, aspetti, questi, sempre connessi alla produzione, alla movimentazione e all'impiego nelle costruzioni dei materiali⁴.

Nel prosieguo, si procede innanzitutto a richiamare gli aspetti principali delle procedure di analisi di LCC e ad una breve descrizione dei criteri e delle strategie seguite nel progetto del manufatto in studio, in riferimento al soddisfacimento qualitativo degli obiettivi delle categorie "Costruzione" e Servizio", si è proceduto ad uno studio di LCC dello stesso, con prevalente riferimento agli obiettivi del costo di impianto (obbiettivo 7) e all'obiettivo costo del servizio (obbiettivo 12), atteso un equivalente grado di soddisfacimento degli altri obiettivi, per le diverse soluzioni analizzate.

2. PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DEL LCC

2.1 Aspetti generali

Nel progetto di nuovi ponti, ma anche nel progetto degli interventi di recupero con MS di ponti esistenti, è necessario procedere alla scelta fra diverse soluzioni. La valutazione del LCC di progetti alternativi consente di comparare i vantaggi e gli svantaggi economici d'investimento delle diverse soluzioni. La procedura per la valutazione del LCC qui utilizzata si riferisce al procedimento detto "Life-Cycle Cost Method", descritto ad esempio in ASTM Standards on Building Economics [06]. Col modello ASTM è possibile, sulla base proiezioni del tasso interesse, attualizzare i costi futuri diretti e indiretti legati ai piani manutentivi corrispondenti alle diverse scelte progettuali.

Peraltro, considerando lo scenario in ambiente incerto, è possibile considerare una simulazione del LCC in ambiente incerto, ottenendo un valore probabilistico del risultato dell'analisi. Infatti, le cause di incertezza e le aleatorietà delle diverse grandezze e delle relazioni fra le stesse riguardano diversi fattori. Ad esempio, sono cause di incertezza e aleatorietà: le caratteristiche dei materiali (il calcestruzzo non è un materiale omogeneo, con la sua resistenza, la sua permeabilità, ecc.); le condizioni ambientali (la concentrazione di cloruri, la temperatura, l'umidità, ecc.); la qualità della progettazione (la geometria delle sezioni, il diametro delle barre, ecc.); la qualità della costruzione; il tipo di carichi (carichi dinamici,

³ Tale circostanza ha reso indispensabile l'organizzazione di una struttura orizzontale di collegamento fra i dadi dei plinti di fondazione che, con un gioco di tiranti e puntoni, consentisse l'organizzazione di palificate, in cui il numero di pali necessari per le esigenze di carico verticale risultasse poco diverso dal numero di pali necessari al recupero delle azioni orizzontali di divaricamento trasversale e longitudinale, dovute alle spinte degli archi.

Per la spinta di divaricamento, nella direzione longitudinale, relativa ai plinti di fondazione di riva, è risultato sufficiente collegare fra i dadi circolari, e la platea di fondazione rettangolare delle spalle, in modo da interessare al recupero delle spinte orizzontali anche la palificata delle spalle.

Per le fondazioni in alveo, la condizione di simmetria geometrica e di carico prevalente permanente determina equilibrio fra le spinte longitudinali, esercitate dalle arcate adiacenti che si impostano sui plinti.

⁴ Peraltro, come si vedrà nel prosieguo, la scelta di utilizzare calcestruzzi ad elevata resistenza tipo HPC per le strutture del ponte esposte in atmosfera (fanno eccezione, infatti, le fondazioni e i pali), concretizza una durabilità garantita, rispetto alle condizioni di stato limite di durabilità per carbonatazione, per tutta la vita utile del ponte.

In tal caso, infatti, per quanto si dirà al paragrafo 2.2.2, la vita utile "indenne" per carbonatazione, in presenza di un ricoprimento di 3,5 cm delle armature esterne, è stata stimata per una durata ampiamente maggiore (si veda Fig. 4) di 100 anni, assunta come vita utile di progetto per il ponte.

Tale circostanza palesa uno scenario manutentivo che non prevede interventi di MS per il rifacimento dei ricoprimenti. Al contrario, nel caso di NSC con R_{ck} =35 MPa si è stimata una vita utile "indenne" di soli 29 anni. Palesando, così, scenari manutentivi costosi e ripetuti.

vibrazioni, ecc.); la qualità della manutenzione (efficacia degli interventi di manutenzione); i costi (costi di costruzione, costi di manutenzione); i parametri economici (tasso di interesse, inflazione, deflazione, ecc.). Indipendentemente dal fatto che si proceda in termini probabilistici⁵ o deterministici, la procedura prevede le seguenti fasi:

- individuazione per ciascuna soluzione delle variabili che caratterizzano un possibile scenario con riferimento ai materiali e alle operazioni manutentive;
- stima dei costi diretti ed indiretti per le diverse scelte dei materiali e di operazioni manutentive ipotizzate;
- 3) attualizzazione dei costi all'anno di progetto.

Per quanto riguarda i punti 1 e 2, è necessario predisporre per ogni soluzione progettuale il corrispondente piano di manutenzione. Allo scopo, risulta indispensabile disporre di modelli che consentano di valutare, in relazione alle condizioni ambientali e alle proprietà dei materiali scelti, l'evoluzione dei degradi (nel caso di strutture in c.a. e c.a.p., la carbonatazione del calcestruzzo, corrosione delle barre, ecc.), con l'individuazione di soglie alle quali far corrispondere degli interventi di MO e di MS. Per quanto riguarda il punto 3, è necessario operare con procedure e tecniche economiche, che permettono dei confronti economici sull'intera vita di servizio dell'opera e di selezionare, fra le diverse soluzioni, tecnicamente ugualmente soddisfacenti, quella più economica.

2.2 Cenni sui modelli di degrado e scenari manutentivi per le strutture in c.a.

2.2.1 Cenni sui principali processi di degrado del c.a.

Come è noto, il calcestruzzo può subire processi di degrado che possono essere distinti in: fisici, meccanici, chimici, biologici e strutturali [10].

Il degrado del calcestruzzo è generalmente attribuibile non ad una sola causa, poiché, spesso, più processi possono avvenire contemporaneamente, interagendo, a volte, in modo sinergico [10]. In tal caso si ha una diminuzione del carattere protettivo físico del calcestruzzo (aumento della permeabilità, formazione di fessure, distacchi di materiale), favorendo così la penetrazione di sostanze aggressive nel materiale che provoca la corrosione delle armature⁶.

Come è noto, tale processo non si attiva in presenza di soluzioni alcaline con pH>11,5 e in assenza di cloruri, per effetto di un sottilissimo film di ossido, il cui spessore è di pochi strati molecolari, che ricopre il ferro. In queste condizioni, infatti, le armature sono in ambiente dipassivante e la velocità di corrosione è praticamente nulla⁷. Purtroppo, nel tempo, il calcestruzzo può perdere le sue caratteristiche passivanti e trasformarsi da ambiente protettivo ad ambiente aggressivo nei confronti delle armature. Questo si verifica essenzialmente per due motivi: la carbonatazione del calcestruzzo e la presenza di ioni cloruri nel calcestruzzo [10].

La *carbonatazione*, infatti, partendo dagli strati più esterni e passando via via a quelli più interni, determina la neutralizzazione dell'alcalinità del calcestruzzo, a causa dall'anidride carbonica presente nell'atmosfera, per cui si passa da pH>13 a pH<9.

Così pure, *la presenza di ioni cloruri*, partendo dagli strati più esterni e passando via via a quelli più interni, fino a raggiungere le armature, dove i cloruri possono penetrare, quando il calcestruzzo è a contatto con ambienti che li contengono (zone esposte al mare o ai sali disgelanti). In tal caso, infatti, quando alla superficie delle armature il loro tenore supera un valore critico, da 0,2 a 2,2% rispetto al peso del cemento, a seconda delle condizioni ambientali, rapporto a/c, tipo di cemento, il film protettivo viene localmente distrutto [10]⁸.

Assumendo che la condizione di innesco della corrosione delle barre corrisponda ad una condizione limite di durabilità, a cui devono seguire interventi di MS (ad esempio, con la demolizione e ricostruzione del ricoprimento di calcestruzzo), risulta essenziale disporre di modelli di previsione nel tempo dell'evoluzione del degrado da carbonatazione e da eccessiva concentrazione di cloruri.

Pertanto, per le strutture in c.a., per le quali si vogliono analizzare gli scenari manutentivi, risulta essenziale disporre di modelli previsionali di evoluzione del degrado dei materiali. In letteratura, sia per il degrado da carbonatazione che per il degrado da presenza di ioni cloruri, sono disponibili numerose proposte di modelli [10]. Nel prosieguo, le valutazione degli scenari manutentivi, ipotizzati per il ponte, si basano sui principali modelli di evoluzione della carbonatazione e della diffusione dei cloruri proposti in letteratura (ad esempio, [10], [11], [12], [13] e [14]).

2.2.2 Scenari manutentivi di strutture in c.a.

Come si è detto, gli interventi di MO e di MS sono legati agli scenari di degrado e alla definizione di soglie di degrado, raggiunte le quali, è necessario predisporre gli interventi di manutenzione.

Si definisce vita utile di servizio "indenne" il periodo (in anni) di vita della struttura, entro il quale il servizio è assicurato senza interventi di MS. Per la definizione della vita utile "indenne" è necessario definire delle soglie, che, nel caso delle strutture in c.a., si fanno corrispondere alla fase di innesco della corrosione delle barre, che avviene, come abbiamo visto, quando per effetto della carbonatazione o della presenza di particolari concentrazioni di ioni cloruro, si concretizzano le condizioni di non passivazione delle barre.

⁵ Un approccio di tipo probabilistico deve fare riferimento almeno a variabili aleatorie per le grandezze in gioco. Si parla, allora, di analisi probabilistica del LCC (Reliability-based Life Cycle Cost Analysis).
⁶ L'attacco corrosivo, per l'azione espansiva dei prodotti di corrosio-

⁶ L'attacco corrosivo, per l'azione espansiva dei prodotti di corrosione, produce fessurazioni o distacchi di calcestruzzo, che, oltre ad accelerare il processo, riducono l'aderenza del calcestruzzo con le armature. Il processo è alimentato dalla presenza di aria umida che contiene gli elementi (ossigeno e acqua) necessari alla corrosione e dal fatto che la corrosione, che consiste nella trasformazione del ferro in ossidi ferrici (Fe(OH)₂, Fe(OH)₃, Fe₂O₃, ecc.), avviene con aumento di volume base. [10].

⁷ Un calcestruzzo correttamente confezionato e messo in opera si comporta come una soluzione alcalina con pH tra 13 e 14, quindi passiva perfettamente l'acciaio.

⁸ La corrosione da carbonatazione si presenta uniformemente distribuita sulla superficie dell'armatura e in genere presenta velocità di penetrazione relativamente modeste "mai superiori a 100 μ /anno" [10]. La corrosione da cloruri, invece, risulta in generale di tipo localizzata

con attacchi penetranti, che si configurano come crateri (pit); la velocità di penetrazione può risultare elevatissima con punte anche superiori a 1mm/anno. Nel caso di elevati tenori di cloruri (soprattutto al diminuire del pH), il film protettivo può essere distrutto su ampie zone delle armature per cui la corrosione appare di tipo generalizzata.

Peraltro, in linea teorica, per vita utile "indenne" si assume che il periodo di tempo che precede il primo intervento straordinario, sia dato dalla somma dei due intervalli di tempo: $t_r = t_i + t_p$

or of op

dove: t_i è il periodo di innesco della corrosione in cui si producono i fenomeni che portano alla perdita delle condizioni di passività, cioè alla distruzione locale o generalizzata del film protettivo; t_p è il periodo di propagazione dell'attacco, a partire dal momento in cui il film protettivo viene distrutto⁹.

Dal lato operativo, in coerenza con l'approccio corrente, si trascura il tempo di propagazione (che in letteratura viene indicato in 6 anni per i NSC, e in circa 10 anni per gli HPC) e si assume che la costruzione finisca di durare (soglia limite per la manutenzione) quando si determina l'innesco della corrosione.

Ad esempio, con riferimento al degrado da carbonatazione, considerando la classica legge che modella il progredire dell'avanzamento del fronte di carbonatazione (profondità di carbonatazione) nel calcestruzzo avente l'espressione: $d = x_c = k \times \sqrt[n]{t}$, si sono valutate le velocità di propagazione di figura 4.

Come si può osservare dalla figura 4, nei calcestruzzi densi e compatti (con bassi rapporti A/C), la carbonatazione interessa solamente i primi centimetri. Invece, in quelli porosi (con alto rapporto A/C) o fessurati, può penetrare profondamente sino a raggiungere l'armatura e quindi facilitare l'ossidazione e la corrosione dei ferri¹¹.

Ad esempio, nel caso di armature con un ricoprimento r=3,5 cm, nel caso di calcestruzzi HPC, la carbonatazione raggiunge le barre dopo circa 100 anni di vita (addirittura 180 anni nel caso di A/C=0,32 e n=2,2), mentre, nel caso di

$$t_r = \left(\frac{r}{k}\right)^n$$
.

Tale relazione, data la grande dispersione dei valori di t_r , pone appunto come corretto far ricorso a concetti di tipo probabilistico, legando quindi la misura di durabilità ai valori della probabilità di evenienza. ¹⁰ Dove: k = è una costante che dipende dalla qualità del calcestruzzo,

in particolare dal rapporto a/c oltre che dal tipo e classe di cemento, ma anche dall'umidità relativa (UR) dell'aria, raggiungendo il valore massimo a circa 60-70% di UR (mm/anno^{1/2}); t = tempo (anni); n=2 per calcestruzzi porosi, invece, per calcestruzzi compatti n>2; x_e = lo spessore di calcestruzzo penetrato dalla CO₂ al tempo t. ¹¹ La carbonatazione ha anche conseguenze positive perché fa dimi-



Figura 4 - Velocità di penetrazione al variare del rapporto A/C

calcestruzzi ordinari, con alto rapporto A/C, la carbonatazione raggiunge le barre dopo circa 29 anni di vita.

Con riferimento alla diffusione dei cloruri, a titolo esemplificativo, con i modelli di letteratura ([10],...,[14]), si può stimare il periodo d'innesco della corrosione delle barre di armatura, nel caso di azione aggressiva data dai cloruri. È questo il caso, ad esempio, delle solette dei ponti sulle quali si utilizzano i sali disgelanti nel periodo invernale. Per esse, usualmente si ipotizza che la penetrazione dei cloruri avvenga solo per diffusione (trascurando le altre tipologie di trasporto come l'assorbimento capillare o la penetrazione). In ipotesi si consideri come condizione di progetto la classe d'esposizione 3 (ambiente aggressivo, ossia: ambiente esterno con cicli di gelo e disgelo e sali disgelanti), la concentrazione superficiale dei cloruri sulla superficie del calcestruzzo è pari a Cs=0,24% ([16], [17])¹².

Nel caso si consideri che la diffusione avvenga con una temperatura costante pari a 3 °C, e se si trascura l'effetto delle fessure presenti nel calcestruzzo e non si considerano presenti protezioni, come le membrane o i sigillanti, risulta che la concentrazione critica di ioni cloruri, in corrispondenza delle barre, è pari a $C_{cc}=0,05\%$. In tal caso, la risoluzione della seconda equazione di Fick consente di valutare che tale concentrazione viene raggiunta (per un ricoprimento di 35 mm) dopo un tempo di circa:

- $t_i = 14,4$ anni, in ipotesi di HPC con $R_{ck} = 75$ MPa e $D=2,7x10^{-12}$;
- $t_i = 11,3$ anni, in ipotesi di NSC con $R_{ck} = 55$ MPa e $D=3,5x10^{-12}$;
- $t_i = 6,2$ anni, in ipotesi di NSC con $R_{ck} = 35$ MPa e $D = 6,3x10^{-12}$.

⁹ In generale, tali valori si assumono come valori deterministici, valutati sulla base dei modelli deterministici proposti in letteratura e che abbiamo richiamato nel paragrafo precedente. Peraltro, l'incertezza e l'aleatorietà delle grandezze e delle relazioni proposte rende l'approccio deterministico utile solo in termini di confronto relativo fra le diverse ipotesi di soluzioni. Una valutazione probabilistica, ad esempio per la profondità di carbonatazione, è riportata in [15], dove, in coerenza con l'approccio corrente, si trascura il tempo di propagazione (che varia dai 6 per NSC, ai 10 anni degli HPC), e si assume che la costruzione finisca di durare quando la carbonatazione arriva alle spessore r del ricoprimento. In tal caso, il tempo resistente t_r=t_i è immediatamente ottenuto dalla (1) ponendo d=r, ovvero:

¹¹ La carbonatazione ha anche conseguenze positive perché fa diminuire la porosità totale, la superficie specifica della pasta idratata, la permeabilità delle paste e la diffusività delle sostanze aggressive, per conseguenza aumenta la durabilità del materiale.

¹² Si ipotizza che i sali disgelanti vengano usati quando la temperatura è prossima allo zero (si può considerare la temperatura costante e pari a 3°C). Questo valore è stato stimato considerando la variazione media annua della temperatura dell'ultimo ventennio, registrata dal centro meteorologico lombardo per i mesi invernali.

Le valutazioni precedenti sono state eseguite ipotizzando per il calcestruzzo della soletta tre diversi mix-design, con le caratteristiche di tabella 2, dove i coefficienti di diffusione, per i diversi calcestruzzi considerati, è stato assunto sulla base di dati sperimentali.

MIX TIPO	Scenario 1	Scenario 1	Scenario 1
	HPC tipo SCC con	NSC tipo SCC	NCS
	fini cemento I 52.5 R	Cemento I 42.5 R	Cemento I 42.5 R
Resistenza	Rck=75 MPa	Rck=55 MPa	Rck=35 MPa
	(fini 8%)		
A/C	0,32÷0,35	0-,40÷0,45	0,45÷0,50
k [mm/anni ^{0,5}]	3,0÷6,0	6,0÷9,0	>9,0
D [10 ⁻¹² m ² /s]	2,7	3,5	6,3

Poiché i sali antigelo vengono utilizzati solo per 60 gg/anno, per ottenere i valori corretti basta dividere il tempo d'innesco (t_i) per il tempo di utilizzo dei sali (t=60 gg/anni). In tal caso, si ottiene che la concentrazione critica dei cloruri si raggiunge dopo:

- t_i=87 anni per HPC 75 MPa;
- t_i=68 anni per NSC 55 MPa;
- t_i=37 anni per NSC 35 MPa.

In tal caso è, quindi, necessario predisporre degli interventi di MS (ad esempio, con la rimozione e ricostruzione del ricoprimento) dopo 87 anni, nel caso di calcestruzzi HPC con Rck=35 MPa, dopo 68 anni, nel caso di NSC con Rck= 55 MPa, dopo soli 37 anni, nel caso di NSC con Rck=35 MPa¹³.

2.2.3 Cenni sui costi diretti e indiretti

Prima di effettuare l'analisi del LCC del ponte, si devono determinare i costi iniziali o di impianto e i costi futuri (diretti e indiretti).

2.2.3.1 Cenni sui costi diretti

Per quanto riguarda i *costi iniziali diretti* d'impianto, questi si desumono dai costi ottenuti con riferimento al computo metrico estimativo dell'opera da realizzare a regola d'arte, comprensivi degli oneri per la sicurezza e gli utili d'Impresa¹⁴.

I *costi diretti futuri*, invece, sono dovuti alla MO, alla MS e ai costi di fine servizio (FS) dell'opera.

In particolare, per la valutazione dei costi degli interventi di MO, occorre considerare, ad esempio, che questi possono riguardare: l'utilizzo di sostanze chimiche antighiaccio non corrosive; la riparazione delle fessure che si formano nel calcestruzzo; il periodico lavaggio del manto stradale del ponte; l'installazione di un sistema di drenaggio¹⁵.

Per quanto riguarda i *costi diretti di MS*, in genere, la MS incomincia ad essere necessaria quando il degrado dei materiali non può essere contenuto con una semplice MO. Il costo di MS è valutato con riferimento al tipo di intervento scelto (ad esempio, la rimozione e ricostruzione del ricoprimento). Sempre in ambito dei costi diretti, occorre considerare anche i *costi di dismissione e smaltimento dell'opera* o di suoi componenti. Infatti, sia nelle fasi di MS, che di dismissione dell'opera, è necessario considerare i costi di dismissione, smaltimento dei materiali rimossi e bonifica del sito. Peraltro, questi costi si può ritenere che siano simili per le diverse soluzioni di progetto e, quindi, non significativi ai fini del confronto.

2.2.3.2 Cenni sui costi indiretti futuri

Per quanto riguarda i costi indiretti dati dalla fase di cantierizzazione e della fase di dismissione dell'opera o di suoi componenti con la bonifica del sito, pur dipendendo dal contesto e dalle scelte operative, la loro valutazione si riconduce, comunque, a procedure analoghe a quelle utilizzate per valutare i costi indiretti di MO e MS, e di cui si discute nel prosieguo¹⁶. Per la valutazione dei *costi indiretti da MO*, che richiedono la chiusura di una corsia per lavori, occorre considerare che tale circostanza comporta una diminuzione del flusso veicolare che può transitare sul ponte nell'unità di tempo. Peraltro, come si è detto, accanto a tali costi indiretti, occorre considerare che le operazioni di MO sono causa di una maggiore incidentalità, e quindi di perdita di vite umane.

La procedura per valutare i costi indiretti della MO risulta analoga a quella per valutare i costi indiretti della MS (di cui si discute nel prosieguo) dove però, i costi indiretti sono molto maggiori, data la maggiore durata delle fasi di lavorazione. Per semplicità, in questa sede nelle simulazioni di LCC non si considerano i costi indiretti di MO.

Invece, entrando nel merito della valutazione dei *Costi indiretti dovuti alla MS*, occorre considerare che tale circostanza richiede la predisposizione di aree di cantiere con la chiusura temporanea di una o più corsie; tale circostanza comporta una diminuzione della capacità di deflusso del ponte, provocando rallentamenti e congestione del traffico. In questo caso si ipotizza che la congestione del traffico si può creare solo durante un periodo di punta.

Per stimare i costi indiretti dovuti alla congestione del traffico si deve valutare:

¹³ Per quanto riguarda la presenza di membrane e di sigillanti, in letteratura sono disponibili grafici [14], con numeri di anni in ascissa, e la concentrazione superficiale di cloruri e CO2 in ordinata, che mostrano la differenza tra calcestruzzo normale e calcestruzzo rivestito usando membrane. Analogamente, esistono grafici che mostrano l'effetto dei sigillanti. In ogni caso, usualmente la protezione fornita da una membrana si suppone termini dopo 20 anni, mentre quella fornita da un sigillante dopo 5 anni.

¹⁴ I costi di progettazione si può ritenere che non varino in modo significativo con la soluzione scelta.

¹⁵ Ad esempio, nel caso di ponti inseriti in ambito della rete di infrastrutture autostradali si valuta che il costo medio di manutenzione incida in circa 18÷20 €/anno a metro quadro di impalcato.

¹⁶ In ogni caso, tali costi non vengono considerati nel confronto in quanto grossomodo equivalenti per le diverse soluzioni. Per analoghe ragioni non si considerano i *costi indiretti dovuti al peggioramento delle condizioni stradali.* Infatti, per le strade extraurbane la velocità media di marcia resta pressoché costante. Il graduale peggioramento delle condizioni della soletta, prima che vengano eseguite manutenzioni straordinarie, può provocare una riduzione della velocità media di marcia, causando rallentamenti o congestione del traffico.

In questo caso si è fatta l'ipotesi conservativa che il peggioramento delle condizioni stradali possa causare solo rallentamenti i quali, per questo studio, non vengono presi in considerazione perché il loro computo è molto difficile e rischia di essere troppo soggettivo.

- il numero di autoveicoli che il ponte può smaltire nell'unità di tempo con una corsia chiusa per lavori di MS;
- il numero di autoveicoli che devono attraversare il ponte durante il periodo di punta;
- il ritardo accumulato utilizzando la "teoria delle code";
- i costi indiretti, quali prodotto del ritardo medio per la lunghezza massima della coda per il costo del tempo perso.

Per la stima del maggior costo derivante dall'aumento di tempo necessario al deflusso dei veicoli, si può far riferimento ai pochi dati disponibili in letteratura, nella fattispecie si considerano i costi riportati dalla Federal Highway Administration (FHWA) americana, che raccomanda i seguenti valori [16]:

- 11,58 \$/h ≅ 13,90 €/h nel caso di un'auto,
- 18,54 \$/h ≈ 22,25 €/h nel caso di un autotreno senza il rimorchio,
- 22,31 \$/h ≈ 26,77 €/h nel caso di un autotreno con rimorchio¹⁷.

Dal lato operativo, per il calcolo di tali costi è necessario disporre di informazioni sul traffico medio giornaliero, sul traffico di punta e sul numero di periodi di punta. In Tabella 3, sono riportati, ad esempio, i valori assunti nell'analisi di LCC del ponte sul Ticino. In questo caso, dato il carattere incerto del numero di veicoli, per evitare un eccessivo peso dei costi indiretti, si è assunto un traffico giornaliero minore di quello di progetto del ponte [17] pari a 24000 veicoli al giorno.

Tabella 3 - Traffico di progetto sul Ponte sul Ticino

Parametri	Valori
Traffico medio giornaliero in una direzione	16.000
Percentuale di traffico giornaliero in un periodo di punta	30%
Numero di periodi di punta giornalieri in una direzione	1
Durata dei periodi di punta	120 min
Numero massimo di macchine che il ponte può smaltire nell'unità di tempo con una corsia chiusa per lavori di manu- tenzione	1.500
Massimo tempo perso dall'utente nel caso ci sia l'opzione di un percorso alternativo	30 min

Come si è accennato, per la valutazione del ritardo accumulato dagli autoveicoli, occorre considerare la "teoria delle code". Sulla base di tale teoria e dalle ipotesi fatte sul traffico (Tab. 3), sostituendo i valori alle classiche formule della teoria delle code, si ottengo i seguenti valori: $F_a=2400 \text{ v/h}$; $F_u=1500 \text{ v/h}$; $Q=1800 \text{ v} \text{ e W}_{med} = 0,6 \text{ h} = 36 \text{ min}$, dove F_a è il numero di veicoli che giungono nel luogo di lavoro nell'unità di tempo (nel periodo di punta), F_u è il numero di veicoli che attraversa la zona di lavoro nell'unita di tempo; Q è il numero di veicoli in coda per la durata del periodo di punta, W_{med} è la durata del tempo medio trascorso in coda.

Sulla base di tali valori risulta semplice calcolare i costi con la seguente espressione:

 $C'_{ind.} = W_{med} \times Q \times c_{ind} [\pounds/gg].$

Per valutare i costi al di fuori del periodo di punta, dove si assume che il traffico venga rallentato dai lavori di MS senza determinare la congestione, si può ipotizzare un aumento del tempo di attraversamento del ponte pari ad una percentuale del tempo di percorrenza di progetto (ad esempio pari al 140% del tempo di attraversamento in condizioni di progetto). In tal caso, i costi indiretti, quali prodotto dell'aumento del tempo di attraversamento per il numero di veicoli per il valore del tempo, assumono l'espressione:

$$C''_{tot,ind} = \frac{L}{V_P} \times (1+1,4) \times c_{ind} \times gg \times N_{veicoli}$$

dove: L = lunghezza del ponte; V_p = velocità di progetto; c_{ind} = costo del tempo perso in coda; gg = giorni con costi indiretti (ad esempio, corrispondenti a 88 gg per la MS); N_{veicoli}= numero dei veicoli che sono soggetti all'aumento del tempo di percorrenza. Sostituendo i valori ipotizzati di traffico giornaliero si ottiene il costo indiretto dato dal rallentamento.

In definitiva, il costo totale indiretto per le opere di manutenzione straordinarie risulta pari a:

 $C_{tot,ind} = C'_{tot,ind} + C''_{tot,ind}$.

Per quanto riguarda i <u>costi indiretti futuri per la salva-</u> guardia della vita umana, come si è detto, il problema della quantificazione del costo in termini di vite umane è un problema che ha delle implicazioni di carattere etico-morale, in quanto risulta impossibile accettare l'idea di monetizzare la vita umana, visto che tutte le scelte operate comportano sempre un rischio di perdite di vite umane, sia nella fase di impianto che nella fase di servizio.

A tal proposito, oltre a quanto già richiamato con riferimento ai lavori [06], [07] e [08], occorre evidenziare la presenza di interessanti studi che, oltre agli aspetti di maggiore frequenza degli incidenti, esaminano anche altri aspetti di caratterizzazione degli incidenti in prossimità delle aree di cantiere stradale. In particolare, con riferimento ad alcuni di questi lavori, in [18], [19], sono stati sinteticamente riportati i risultati di tali studi in relazione ai diversi aspetti, quali: il tasso di incidentalità maggiore; la severità dell'incidente; la posizione dell'incidente rispetto all'area di cantiere; le caratteristiche del tipo di traffico; le caratteristiche del dispositivo di controllo del traffico; altre caratteristiche sulla tipologia degli incidenti. In definitiva, tutti questi studi, per i relativi riferimenti si veda [18], concordano che alle operazioni di MO o di MS, corrisponda un incremento del tasso di incidentalità e quindi di aumento della probabilità di perdita di vite umane¹⁸.

2.3 Metodi di confronto economico (LCC)

In una Life Cycle Cost Analysis [06], si può assumere come termine di confronto, fra diverse soluzioni, il valore attuale netto (NPV=Net Present Value) del costo dell'opera durante l'intera vita di esercizio. La strategia per individuare la scelta progettuale ottimale, quindi, è quella che minimizza l'NPV, avente la seguente espressione:

NPV = Costi Iniziali +
$$\sum$$
Costi Futuri $\cdot \left\lfloor \frac{1}{(1+i)^n} \right\rfloor$

dove: i = tasso di sconto; n = numero di anni.

Il Valore attuale netto (NPV) considera, quindi, sia i costi iniziali (I), che i costi di manutenzione (MO ed MS) diretti e

¹⁷ Peraltro, data l'incertezza di tali valori, e per semplicità, le valutazioni possono essere semplificate, assumendo un costo di circa 15 €/h, indipendentemente dal tipo di veicolo.

¹⁸ Nell'ottica di ridurre al minimo tale maggiore rischio occorre quindi preferire delle soluzioni che limitano al minimo le attività di manutenzione.

indiretti, dovuti all'interruzione del traffico e quelli di dimissione, che sono "costi futuri". Essi, prima di venire sommati ai costi di progettazione e d'impianto (o costi iniziali), devono essere attualizzati, tramite un opportuno tasso di sconto. Il valore attuale netto (NPV) è quel valore che si ottiene sommando ai costi iniziali i costi futuri attualizzati. In particolare, per i costi futuri di MO e MS, si può operare come segue.

Per i costi futuri della MO, il valore attuale netto si ottiene considerando l'investimento annuale in MO, ipotizzata costante durante tutti gli anni della vita di servizio dell'opera. Il suo valore, riportato al presente, viene calcolato per mezzo della seguente formula:

$$PDV\{MOA\} = [MOA] \cdot \frac{\left|1 - (1 + i)^{-n}\right|}{i},$$

dove: PDV = valore attuale netto (in \in); MOA = costo annuale della MO (in \in); n = durata della vita di servizio (in anni); i =tasso d'interesse (in %).

Nel caso si consideri un degrado non uniforme, la manutenzione non è costante, ma cresce con il tempo. In tal caso si può operare considerando un tasso di interesse modificato, che aumenta ogni anno con un tasso di crescita costante g.

In tal modo, si può tenere in conto l'aumento nel tempo dei costi di manutenzione.

Per calcolare il PDV degli interventi di MS, quindi, si deve considerare un tasso d'interesse modificato per mezzo della seguente formula:

$$i_0 = \frac{(i-g)}{(i+g)} \operatorname{con} i > g$$

dove: i₀=tasso di interesse modificato (in %); i=tasso d'interesse (in %); g=tasso di crescita annuale costante.

Se il primo pagamento (P1) avvenisse nel primo anno, l'NPV dei costi, che aumentano annualmente con un tasso di crescita costante, durante un periodo di n anni, si calcola mediante l'espressione:

$$PV\{MSA\} = \left[\frac{P_1}{(1+g)}\right] \cdot \frac{\left[1 - (1-i_0)^{-n}\right]}{i_0}.$$

In tal modo, il PV di una serie di pagamenti che incominciano all'anno 1 col valore P1, e proseguono per N anni con un tasso di crescita costante g, essendo i il tasso d'interesse, equivale al PV di una serie di n pagamenti annuali del valore costante $[P_1/(1+g)]$, essendo i₀ il tasso d'interesse modificato.

Tuttavia, il primo pagamento P1 non avviene all'anno uno, ma all'anno t. Perciò, con l'equazione riportata precedentemente si è calcolato il valore all'anno (t-1) equivalente ai costi di MS all'anno N di vita dell'opera.

Tale valore deve essere riportato all'anno zero mediante la seguente formula:

$$PDV\{MSA\} = \left[\frac{PV\{MSA\}}{(1+i)^{(t-1)}}\right].^{19}$$

¹⁹ Ad esempio, il valore attuale netto di un intervento di MS come una rimozione e sostituzione di una parte strutturale può ottenersi come segue:

$$PDV\{SC\} = \left[\frac{SC}{(1+i)^{(t_{SC})}}\right]$$

dove SC=costo dell'intervento di MS con eventuale sostituzione di una parte o di un componente della struttura (€); t_{SC} = anno in cui il costo SC dell'intervento di MS viene sostenuto.

Il valore attuale netto (PDV) dell'intero ciclo di vita dell'opera è la somma dei costi d'impianto I e dei PDV calcolati per le attività manutentive:

$$PDV = I + PDV \{MO, MS\}$$
.

Il valore annuo (AV) dello scenario considerato si calcola a partire dal PDV, mediante la seguente espressione:

$$AV = PDV \times \frac{1}{\left[1 - \left(1 + i\right)^{-N}\right]}.$$

Nello studio di una analisi del LCC, il valore annuo (AV) risulta essere molto importante, in quanto consente di confrontare i diversi scenari, e di valutare quale, tra essi, è più conveniente da un punto di vista economico.

3. CASO STUDIO DEL NUOVO PONTE SUL TICINO

3.1 Esemplificazione della procedura di LCC del ponte

Per le analisi di LCC si è ipotizzata una vita utile di servizio del ponte di 100 anni, durante i quali, in relazione alle proprietà di durabilità dei materiali, sono previsti dei piani, ipotizzabili per le diverse soluzioni scelte, in base ai modelli di previsione del degrado dei materiali considerati.

In particolare, per i diversi componenti strutturali del ponte, si possono considerare le condizioni di aggressività dati dalla presenza di CO_2 in atmosfera e dalla presenza di cloruri dovuti all'impiego di sali disgelanti, il cui impiego si è stimato in 60 giorni/anno del periodo invernale.

In particolare, nelle simulazioni di LCC si assumono le seguenti ipotesi:

Soletta impalcato superiore

- ricoprimento armature superficiali 3,5 cm;
- classe di esposizione 3 (ambiente aggressivo), per la soletta superiore del ponte, con concentrazione di cloruri pari a 0,24%;
- tempo di esposizione alla classe 3 60 gg/anno;
- temperatura costante pari a 3 °C.

Soletta impalcato inferiore e nervature interne

- ricoprimento armature superficiali 3,5 cm;
- classe di esposizione 2a (ambiente non aggressivo).

Spalle

- ricoprimento armature superficiali 3,5 cm;
- classe di esposizione 2a (ambiente non aggressivo).

Arcate binate e archi traversi in calcestruzzo bianco

- ricoprimento armature superficiali 3,5 cm;
- classe di esposizione 2a (ambiente non aggressivo).

In relazione a tale contesto ambientale, e alle scelte operate dai progettisti in relazione ai vincoli assunti per gli obiettivi di tabella 1, nelle simulazione di LCC si considerano gli scenari di scelta per i materiali, riportati in tabella 4.

Tabella 4 - Scenari ipotizzati per il ponte

Struttura	Scenario 1 (di progetto)	Scenario 2	Scenario 3
Archi binati e membrana	Calcestruzzo bianco Rck=75 MPa Acciaio al carbonio e inox ASI 304	Calcestruzzo bianco Rck=75 MPa Acciaio al carbonio e inox ASI 304	Calcestruzzo bianco Rck=75 MPa Acciaio al carbonio e inox ASI 304
Archi traversi	Calcestruzzo bianco	Calcestruzzo bianco	Calcestruzzo bianco
	Rck=75 MPa	Rck=75 MPa	Rck=75 MPa
	Acciaio al carbonio	Acciaio al carbonio	Acciaio al carbonio
	e inox ASI 304	e inox ASI 304	e inox ASI 304
impalcato	Calcestruzzo grigio	Calcestruzzo grigio	Calcestruzzo grigio
	Rck=75 MPa	Rck=55 MPa	Rck=35 MPa
	Acciaio al carbonio	Acciaio al carbonio	Acciaio al carbonio
Spalle	Calcestruzzo grigio	Calcestruzzo grigio	Calcestruzzo grigio
	Rck=75 MPa	Rck=75 MPa	Rck=75 MPa
	Acciaio al carbonio	Acciaio al carbonio	Acciaio al carbonio

In relazione a tale contesto ambientale, e alle proprietà dei materiali considerati per i diversi componenti strutturali si determina la durata di ciascuna fase "della vita di servizio indenne" di ciascun componente del ponte, con riferimento agli stati limite di durabilità alla carbonatazione ed ai cloruri.

La vita utile "indenne" della soletta superiore esposta ai cloruri è stata valutata in precedenza al punto 2.2.2.

I costi di impianto del ponte (scenario 1), valutati compresi gli oneri per la sicurezza e gli utili dell'impresa, sono stati stimati in circa 25.000.000,00 €, di cui circa 5.500.000,00 €, per opere di protezione degli scavi, nella fase di costruzione delle fondazioni e per le opere provvisionali (circa 2.000.000,00 €) per opere per la costruzione della parte in elevazione del ponte. Il costo di impianto dell'impalcato (escluse opere provvisionali) per lo scenario di progetto (Scenario 1) è di circa 3.852.668,80 €.

La valutazione dei costi di impianto relativi agli altri due scenari (scenari 2 e 3), si sono effettuate assumendo che la variazione di resistenza del calcestruzzo da 75 MPa (scenario 1) a 55 MPa (scenario 2) non comporti modifiche dimensionali delle solette e delle nervature dell'impalcato, mentre, nel caso dello scenario 3, la riduzione di resistenza a 35 MPa richiede una modifica sezionale non trascurabile che è stato stimato comporti un incremento di calcestruzzo e dell'acciaio di circa il 10%.

Per semplicità è ritenuta trascurabile la variazione dimensionale degli altri elementi strutturali (arcate,cavi di apprensione, fondazioni) indotte dall'aumento di peso dell'impalcato dello scenario 3.

In figura 5 viene riportata la variazione di costo d'impianto degli scenari 2 e 3, rispetto al costo d'impianto dello scenario 1 di progetto.

Sempre nella figura 5 è riportata la variazione di costo dei calcestruzzi e dell'impalcato relativo agli scenari 2 e 3, rispetto al caso del calcestruzzo dello scenario 1 di progetto.

Come si può osservare dal confronto, ad un costo del calcestruzzo dello scenario 3 (Rck=35 MPa) di circa la metà del costo del calcestruzzo dello scenario 1 di progetto (Rck=75 MPa), corrisponde una riduzione di costo d'impianto dell'impalcato di circa il 20%, che però diventa solo del 3 % nel caso si consideri la riduzione di costo d'impianto del ponte (comprese le opere provvisorie e di protezione).

In particolare, con riferimento alle ipotesi fatte si ottengono i seguenti scenari manutentivi (Tab. 5):

Tabella 5 - Scenari Manutentivi del ponte

Struttura	Scenario 1 (di progetto)	Scenario 2	Scenario 3
Archi binati e membrana	Si MO, no MS	Si MO no MS	Si MO, no MS
Archi traversi	Si MO, no MS	Si MO, no MS	Si MO, no MS
Impalcato Soletta superiore	Si MO, e prima MS dopo t _i =87 anni	Si MO, e prima MS dopo t _i =68 anni	Si MO, e prima MS dopo t _i =37 anni t _i =74 anni
Impalcato soletta inferiore e nervatu- re interne	Si MO, no MS	Si MO, no MS	Si MO, no MS
Spalle	Si MO, no MS	Si MO, no MS	Si MO, no MS

Nelle figure 6 e 7, sono invece riportati gli andamenti dei costi diretti e indiretti, annui attualizzati (AV), in funzione del tasso i, e valutati con riferimento ai piani manutentivi di MS valutati per i tre scenari in tabella 5. L'andamento evidenzia il maggior costo dello scenario 3.

Nelle figure 8 e 9, sono invece riportati gli andamenti dei costi totali diretti e indiretti, annui attualizzati (AV), in funzione del tasso i, e valutati con riferimento ai piani manutentivi di MO, di MS e di impianto, valutati per i tre scenari in tabella 5. L'andamento evidenzia che con valori del tasso inferiori al 7-8% si verifica sempre il maggior costo attualizzato dei costi degli scenari 2 e 3, rispetto ai costi dello scenario 1 di progetto.



Figura 5 - Variazione % dei costi d'impianto dei diversi scenari normalizzati al costo di impianto dello scenario 1 di progetto

In figura 8, in particolare è riportato l'andamento della variazione percentuale dei costi attualizzati totali (AV) degli scenari 2 e 3, con il tasso i, rispetto al costo attualizzato totale dello scenario di progetto.

Si ricorda che la valutazione dei costi non considera i costi indiretti relativi alla salvaguardia della incolumità e della vita umana.



Figura 6 - AV dei costi indiretti da MS



Figura 7 - AV dei costi indiretti da MS



Figura 8 - Variazione con il tasso dell'AV dei costi diretti d'impianto, diretti di MO, diretti e indiretti da MS



Figura 9 - Variazione % di AV totali con il tasso i degli scenari 2 e 3 rispetto allo scenario 1

4. CONCLUSIONI

L'analisi di LCC svolta con riferimento al progetto del nuovo ponte sul Ticino, relativamente all'ipotesi di impiego di tre diversi calcestruzzi (scenario 1, 2 e 3) per la realizzazione dell'impalcato del ponte, permette di evidenziare quanto segue.

Per quanto riguarda i piani manutentivi si è valutato che:

- nel caso di armature con un ricoprimento r=3,5 cm, nel caso di calcestruzzi HPC, la carbonatazione raggiunge le barre dopo circa 100 anni di vita (addirittura 180 anni nel caso di A/C=0,32 e n=2,2), mentre, nel caso di calcestruzzi ordinari, con alto rapporto A/C, la carbonatazione raggiunge le barre dopo circa 29 anni di vita;
- nel caso di ricoprimenti delle armature di 3,5 cm, l'impiego di calcestruzzi HPC (Rck=75 MPa) per le strutture del ponte (arcate binate, archi traversi, impalcato e spalle), non determina la necessità di MS da stato limite di durabilità per carbonatazione.
- nel caso di impiego di sali antigelo (utilizzati solo per 60 gg/anno), si ottiene che la concentrazione critica dei cloruri in corrispondenza delle barre si raggiunge dopo ti=87 anni per HPC 75 MPa; ti=68 anni per NSC 55 MPa; ti=37 anni per NSC 35 MPa. In tal caso è, quindi, necessario predisporre degli interventi di MS (ad esempio, con la rimozione e ricostruzione del ricoprimento) dopo 87 anni, nel caso di calcestruzzi HPC con Rck=35 MPa, dopo 68 anni, nel caso di NSC con Rck= 55 MPa, dopo 37 anni, nel caso di NSC con Rck=35 MPa.

Per quanto riguarda i costi attualizzati diretti e indiretti, connessi agli interventi di manutenzione straordinaria previsti dai piani manutentivi, con l'analisi del ciclo di vita del ponte (LCC), che per ragioni etico-morali non monetizza i costi indiretti legati alla perdita di vite umane, si è valutato che:

 i costi attualizzati diretti e indiretti di manutenzione straordinaria al variare del tasso i, risultano sempre maggiori per gli scenari 2 e 3;

- l'andamento dei costi totali diretti e indiretti, annui attualizzati (AV), in funzione del tasso i, valutati con riferimento ai piani manutentivi di MO, di MS e d'impianto, evidenzia che, con valori del tasso inferiori al 7-8%, si verifica sempre il maggior costo attualizzato dei costi degli scenari 2 e 3, rispetto ai costi dello scenario 1 di progetto;
- lo scenario 1, che in ambito dei tassi usuali e più probabili risulta sempre meno costoso, è anche lo scenario a cui corrispondono minori interventi di manutenzione;
- i maggiori costi d'impianto, legati alla scelta di materiali più performanti e durevoli, risultano ampiamente recuperati dai minori costi di gestione e, soprattutto, la scelta di tali materiali, costituisce una migliore salvaguardia della vita umana, così da poter affermare che "chi più spende meno spende e salva più vite umane".

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il prof. A. Migliacci per i preziosi e innovativi stimoli che hanno alimentato la concezione del ponte e per gli utili suggerimenti per la redazione questa memoria.

Contatti con l'Autore: acito@stru.polimi.it

BIBLIOGRAFIA

- [01] Acito M., Migliacci A., "I moderni requisiti della progettazione: aspetti peculiari delle strutture in HPC/HSC"
 – atti della Giornata di studio sull'utilizzo dei calcestruzzi ad alte prescrizioni – Scuola di Specializzazione F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, 10 maggio 2000.
- [02] Acito M., Migliacci A., "La moderna strategia progettuale nella realizzazione delle grandi opere civili" – Studi e Ricerche n. 23
- [03] Ministero LL.PP. Legge quadro in materia di lavori pubblici, Legge 11 febbraio 1994, n° 109 e Regolamento di attuazione, G.U. n. 98 del 29 aprile 2000.
- [04] Migliacci A. L'Architettura dell'equilibrio e della deformazione - Masson S.p.A. Milano, 1997.
- [05] Ministero LL.PP. Raccomandazioni tecniche sui calcestruzzi cementizi ad alta resistenza, Giornale A.I.C.A.P., n.11 Novembre 1996, allegato a "L'industria italiana del cemento".
- [06] ASTM E 917 Standard practice for measuring Life Cycle Costs of buildings and building systems.
- [07] Hall, J.W., and V.M. Lorenz. Characteristics of Construction-Zone Accidents. In Transportation Research Record 1230, TRB, National Research Council, Washington D.C., 1989, pp. 20-27.

- [08] Rouphail, N.M., Z.S. Yang, and J. Frazio. Comparative Study of Short- and Long-Term Urban Freeway Work Zones. In Transportation Research Record 1163, TRB, National Research Council, Washington D.C., 1988, pp. 4-14.
- [09] Garber, N.J., and T.H. Woo. Accident Characteristics at Construction and Maintenance Zones in Urban Areas. Report VTRC 90-R12, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, January 1990.
- [10] P. Pedeferri, L.Bertolini La durabilità del calcestruzzo armato, McGraw Hill, Milano, 2002.
- [11] Enzo Siviero, Roberto Cantoni, Michela Forin Durabilità delle opere in calcestruzzo – Edizione Francoangeli.
- [12] Hassan Zigana, Kazuo Yamada Centro ricerche e sviluppo del gruppo chimica del cemento, Taiheiyo Ement Orporation – Modellazione della penetrazione del cloruro nelle strutture in cemento armato – quantificazione della vita di servizio.
- [13] Andrea Boddy et al. An overview and sensitivity study of a multimechanistic chloride transport model – Cement and Concrete research 29 (1999) 827-837.
- [14] Pun P., 1997 Influence of Silica Fume on Chloride Resistance of Concrete - M.A.Sc. thesis, University of Toronto.
- [15] M. Acito (1994) Confronto in termini probabilistici di alcune proposte di valutazione della vita utile di strutture in cemento armato - STUDI E RICERCHE, Vol. 16, 1995.
- [16] James Walls III and Michael R. Smith, Life Cycle Analysis in Pavement Design – Interim Technical Bulletin, Publication No. FHWA – SA – 98 – 079, September 1998, p. xiv
- [17] M. Acito, D. Campagna, A. Migliacci (2001) "Progetto definitivo delle strutture del nuovo ponte sul Ticino", con archi binati su due campate in calcestruzzo bianco ad alte prestazioni ed impalcato sospeso con sezione a cassone in calcestruzzo alte prestazioni - Le Strade, ottobre 2001.
- [18] Garber N., Ming Zhao, "Crash Characteristics at Work Zones" Center for Transportation Studies, University of Virginia, Research Report No. UVACTS-15-0-48, May 2001.
- [19] Theodore L. Neff, Peak Management Associates, Predicting the Life Cycle Costs of Structures Based on Accelerated Corrosion Testing: A Framework for incorporating reliability concepts, TRB transportation research circular 498, 8th International Bridge Management Conference, Denver, Colorado, April 26/28/1999.

PROVE SPERIMENTALI DI PUSH-OUT SU TRAVI RETICOLARI MISTE

Maria Antonietta Aiello¹, Lidia La Mendola², Nerio Tullini³

1 Dipartimento di Ingegneria dell'Innovazione, Università del Salento, Lecce

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

3 Dipartimento di Ingegneria, Università di Ferrara

SOMMARIO

Nel presente lavoro sono descritte le prove di push-out realizzate sino ad oggi in tre diverse sedi Universitarie (Università del Salento, Università di Palermo, Università di Ferrara), operanti nel Gruppo di Ricerca finalizzato allo studio delle travi Prefabbricate Reticolari Miste, in collaborazione con le aziende di ASSOPREM. Dette prove hanno l'obiettivo di analizzare il comportamento all'interfaccia fra gli elementi resistenti nelle travi suddette, realizzate con traliccio prefabbricato e getto in opera di calcestruzzo. L'indagine condotta, sebbene ancora insufficiente a condurre a risultati di validità generale, evidenzia come al variare di alcuni parametri significativi si rilevi un comportamento differente in termini di carico ultimo, modalità di rottura e duttilità della connessione.

SUMMARY

The experimental investigation carried out by three Universities (University of Salento, University of Palermo and University of Ferrara) is reported in the present paper. The involved Universities are active members of the Research Group aiming to analyse the behaviour of precast composite beams, in collaboration with the industrial association, ASSOPREM. In particular, push-out tests have been performed, aiming to study the interface behaviour between the bearing parts of the beams, made by a precast truss embedded in concrete. The experimental research, even if not yet sufficient to furnish results of general validity, evidences as the variation of some significant parameters influences in a large extent the interface in terms of ultimate load, kind of collapse and ductility.

1. INTRODUZIONE

Le travi prefabbricate reticolari miste, rappresentano un prodotto tipicamente italiano e sono sul mercato da circa quaranta anni. Le poche ricerche disponibili su tale tipologia di elemento strutturale non hanno consentito di rilevare in maniera esaustiva le potenzialità di dette travi, di ottimizzarne la progettazione in relazione alla specifica applicazione, di definire dei modelli in grado di interpretarne il comportamento strutturale nelle diverse fasi di vita di una costruzione. D'altra parte, l'assenza di riferimenti normativi conseguente, a sua volta, alla carenza di studi sperimentali e teorici necessari alla definizione di relazioni progettuali, ha notevolmente rallentato la diffusione di detto elemento strutturale.

Di recente, l'attenzione del mondo accademico ed aziendale verso le travi prefabbricate reticolari miste, ha avuto un nuovo impulso, derivante più in generale dall'esigenza, ormai emergente da diversi anni, del settore delle costruzioni di ottimizzare il comportamento strutturale avvalendosi di nuovi materiali e nuove tecnologie in grado di migliorare e superare le limitazioni inerenti le soluzioni più tradizionali. In tale ambito si inquadra anche la continua evoluzione del quadro normativo nazionale che, sulla base del vasto bagaglio di conoscenze acquisite sia in relazione a nuovi approcci progettuali sia in relazione al miglioramento delle prestazioni strutturali, mira ad armonizzare i codici nazionali alle più evolute norme europee, cercando di fornire indicazioni progettuali anche relativamente ad ambiti per cui le incertezze e i vuoti normativi non consentono ai tecnici del settore delle costruzioni di poter operare con la necessaria consapevolezza.

Con riferimento alla travi prefabbricate reticolari miste, l'esigenza di numerosi produttori in Italia, ha dato vita all'Associazione ASSOPREM che, interfacciandosi con il mondo accademico e professionale, ha favorito la costituzione di un Gruppo di Ricerca avente l'obiettivo di colmare le carenze sulle conoscenze del comportamento strutturale di tali tipologie, integrando i dati sperimentali esistenti e individuando, in sinergia con il mondo aziendale e professionale, un programma di indagini da condurre nei Laboratori Universitari.

Le travi prefabbricate reticolari miste, sono costituite fondamentalmente da una trave metallica reticolare, con o senza un fondello prefabbricato, inglobate in tutto od in parte in un getto di calcestruzzo in opera. In generale la parte prefabbricata, nel suo complesso, viene denominata traliccio.

Le morfologie oggi presenti in commercio sono numerose, sia a livello di caratteristiche globali sia a livello più di dettaglio. Ad esempio il corrente inferiore della trave può essere realizzato con piatto in acciaio, fondello in calcestruzzo, oppure da barre in assenza sia di piatto che di fondello; la sezione del traliccio, la morfologia longitudinale dello stesso, le caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi costituenti il traliccio, i dispositivi di continuità in corrispondenza degli appoggi, sono tutti parametri variabili caratterizzanti tale tipologia di trave.

In ogni caso, la risposta dell'elemento strutturale dipende in misura rilevante dal meccanismo di trasmissione degli sforzi tra le parti costituenti la trave reticolare mista, sia in condizioni di esercizio sia in condizioni ultime. La comprensione del comportamento all'interfaccia acciaiocalcestruzzo diventa, pertanto, fondamentale per una corretta modellazione dei meccanismi resistenti nella trave prefabbricata reticolare mista.

Si evidenzia, inoltre, che non esiste ad oggi un test sperimentale standardizzato preposto all'analisi dell'interfaccia elemento metallico - calcestruzzo; di conseguenza, la definizione della più appropriata modalità di prova necessita essa stessa studi ed approfondimenti al fine di garantire l'affidabilità dei risultati e consentire la comparazione fra gli stessi, sebbene ottenuti in laboratori diversi.

Nel presente lavoro si riportano i risultati di alcune indagini sperimentali condotte in detto contesto presso le sedi universitarie prima citate ed in collaborazione con alcune aziende produttrici di travi prefabbricate reticolari miste, nello specifico le ditte REATO s.n.c., Sicilferro Torrenovese s.r.l., ITO s.r.l..

Al fine di studiare il comportamento all'interfaccia acciaio-calcestruzzo è stata utilizzata la prova di scorrimento secondo quanto proposto da Puhali e Smotlack [1] e da Tullini et al. [2], in accordo con le indicazioni dell'Eurocodice 4 [3] per le prove di push-out su travi miste acciaio-calcestruzzo di tipo tradizionale. Con detta prova è possibile indagare sul comportamento della connessione a taglio; essa consente di determinare nello specifico l'andamento della curva caricoscorrimento, di analizzare il trasferimento degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo, di verificare la modalità di crisi.

I risultati ottenuti saranno analizzati e discussi, cercando di evidenziare l'influenza di alcuni parametri significativi.

2. INDAGINE SPERIMENTALE

2.1 Traliccio metallico

I tralicci metallici utilizzati sono quelli prodotti dalle aziende riportate in precedenza. In particolare, nelle prove condotte presso l'Università di Palermo il traliccio metallico, della ditta Sicilferro Torrenovese s.r.l., risulta costituito da un corrente superiore realizzato con tre barre abbinate di acciaio B450C (3\u00e916), da un corrente inferiore costituito da un piatto di acciaio tipo S355 (di larghezza 300 mm e spessore 5 mm) e da V rovesce inclinate (\u00e912), saldate con cordone d'angolo al corrente superiore e con saldatura di testa al piatto.

Il traliccio testato presso l'Università di Ferrara, presenta la configurazione standard della trave denominata TRR, di produzione della ditta Reato s.n.c.; essa è costituita da un piatto di acciaio (tipo S355 con spessore 4 mm), un'anima a doppia staffa continua (acciaio tipo B450C e diametro 12 mm) e un corrente superiore a tondo pieno (acciaio tipo B450C e diametro 18 mm).

Infine, la tipologia di traliccio impiegata presso l'Università del Salento (della ditta ITO s.r.l.), è costituita da un piatto di acciaio di spessore 6 mm tipo S355, da un corrente superiore di acciaio B450C di diametro 18 mm e da un'anima a doppia staffa. Per quanto riguarda l'anima si è scelto di variare sia il diametro sia il tipo di acciaio; nello specifico sono stati utilizzati due tipi di acciaio, S355 e B450C, e diametri ϕ 12 e ϕ 14. La saldatura dell'anima al piatto di acciaio è stata realizzata con cordoni d'angolo, aventi altezza di gola pari a 6 mm. Nella Figura 1 si riportano le foto dei tralicci testati, dove le sigle P, F, S, si riferiscono ai tralicci testati presso l'Università di Palermo, di Ferrara e del Salento, rispettivamente.

2.2 Geometria dei campioni e setup di prova

Nei tre Laboratori Universitari sopra riportati sono state eseguite prove di scorrimento, tipo push-out, sulla base di quanto indicato dall'Eurocodice 4 per le strutture miste acciaio-calcestruzzo di tipo tradizionale.

In Figura 2a) è mostrata la geometria dei campioni, indicati di seguito con la sigla P1, P2 e P3, testati presso l'Università di Palermo, e la disposizione della strumentazione, mentre in Figura 2b) è riportata una foto del campione prima di essere sottoposto a prova. La strumentazione consiste in estensimetri elettrici disposti prima del getto di calcestruzzo su una maglia del traliccio e sul piatto metallico dopo il getto, oltre a quattro comparatori millesimali disposti per misurare lo scorrimento tra il piatto metallico e il calcestruzzo.

Gli estensimetri sono disposti: - su una barra del corrente superiore del traliccio (E1); - sulle barre d'anima (E2 e E3 per i campioni P1 e P2, E2.1, E2.2, E3.1 e E3.2 per il campione P3); - sulla superficie esterna del piatto metallico (E4 e E5). Come si evince dalla Figura 2a), nei campioni P1 e P2 gli estensimetri elettrici disposti nelle barre d'anima sono collocati nella sezione di mezzeria, mentre per la prova P3



Figura 1 - Tipologia di tralicci testati

sono stati disposti due estensimetri per barra, uno posto in prossimità del corrente superiore (E2.1 e E3.1 per barra diagonale tesa e compressa rispettivamente) ed uno in prossimità del piatto (E2.2 e E3.2). I tre campioni sono stati realizzati con calcestruzzo proveniente da un medesimo impasto e la caratterizzazione meccanica è stata effettuata attraverso prove condotte su 6 provini cilindrici di dimensioni 100x200 mm, che hanno fornito valori medi della resistenza a compressione $f_c=27.7$ MPa, della resistenza a trazione indiretta $f_{cl}= 2.47$ MPa, e del modulo di elasticità $E_c=31085$ MPa [4]. Il getto è avvenuto disponendo i prototipi in orizzontale.

Le prove P1 e P2 sono state effettuate 90 giorni dopo la realizzazione del getto di completamento, mentre la terza prova è stata eseguita 190 giorni dopo il confezionamento del provino. Le tre prove sono state condotte a controllo di spostamento, impiegando una pressa Zwick/Roell capace di sviluppare un carico di 4000 kN. Le prove sono state eseguite con velocità media di 0.05 mm/min, fino a pervenire a rottura. Preliminarmente, in accordo con le indicazioni dell'Eurocodice 4, sono stati applicati 25 cicli di carico, con valore massimo di 200 kN per il provino P1, e 400 kN per i successivi P2 e P3.

Presso l'Università di Ferrara le prove di push-out sono state condotte su tre campioni, contrassegnati con le sigle F1, F2, F3, le cui caratteristiche geometriche sono riportate nello schema di Figura 3. In tutti i provini le mezze saldature inferiori sono state rimosse; dunque ogni piatto ha conservato quattro saldature efficaci.

I piatti sono stati lubrificati prima del getto di calcestruzzo, riducendo in tal modo l'aderenza all'interfaccia.

Il getto di calcestruzzo all'interno delle casseforme è avvenuto in posizione verticale e la maturazione sempre nella stessa posizione verticale; inoltre i provini ed i cubetti di prova sono stati stagionati in aria nelle stesse condizioni ambientali.

La prova di compressione, su cubi standardizzati, è stata effettuata 365 giorni dopo il getto, fornendo una resistenza media di 42 N/mm².

I provini sono stati inseriti in un telaio di contrasto e sono stati sollecitati con un carico verticale, posto al centro, mentre alla base i provini erano semplicemente appoggiati su alcune putrelle. Gli spostamenti relativi tra piatto d'acciaio e calcestruzzo sono stati misurati mediante potenziometri lineari, posti a cavallo delle singole saldature. Le prove sono state condotte in controllo di carico. Preliminarmente il carico è stato applicato ciclicamente 25 volte tra 0 e 200 kN. Gli incrementi di carico sono stati applicati in modo da pervenire a rottura in più di 15 minuti, con una velocità media di 450 N/s.

Presso l'Università del Salento è stato testato un numero di campioni pari a 7, quattro (S1_1, S1_2, S1_3, S1_4) con diametro delle barre d'anima pari a 14 mm, in acciaio del tipo B450C; due con anime di diametro pari a 12 mm ed acciaio B450 C (S2_1, S2_2) ed uno con anime realizzate in acciaio del tipo S355 e diametro di 12 mm (S3_1).

Il getto è avvenuto nella direzione orizzontale per i campioni del tipo S1 e nella direzione verticale per gli altri. La resistenza a compressione del calcestruzzo, determinata su cubi di lato 150 mm, è risultata in media pari a 41.5 MPa.

Ciascuna prova è stata realizzata a controllo di carico, utilizzando un cella di carico da 200 t; il carico è stato applicato seguendo quanto riportato nell'EC4 relativamente alle prove di push-out.



Figura 2 - Prove di push-out (Università di Palermo) : a) geometria del campione (dimensioni in mm) e collocazione della strumentazione; b) foto



Figura 3- Geometria dei campioni (Università di Ferrara)

I provini testati sono stati strumentati con tre trasduttori di spostamento, di cui due posizionati in modo da poter misurare lo scorrimento relativo tra calcestruzzo e traliccio metallico, in prossimità della saldatura tra l'anima e il piatto in acciaio, ed il terzo in testa al campione. Sono stati, inoltre, utilizzati sedici estensimetri elettrici per rilevare le deformazioni nel piatto, nelle anime e nel corrente superiore. Nelle Figure 4 e 5 sono riportate la geometria dei campioni e la foto del set-up di prova, rispettivamente.



Figura 4- Geometria dei campioni (Università del Salento)



Figura 5- Setup di prova (Università del Salento)

3. RISULTATI E DISCUSSIONE

3.1 Prove condotte presso l'Università di Palermo

Per tutti e tre i campioni testati la crisi del provino è avvenuta a seguito della rottura per trazione del calcestruzzo, con formazione di ampie fessure longitudinali parallele all'asse del provino, con modalità molto simili fra loro. In Figura 6 sono riportate due foto del campione P3 dopo la rottura: la vista laterale di un tronco di trave e la vista in pianta dell'altro tronco.

La rottura di tipo fragile, manifestatasi in tutti e tre i provini, è dovuta all'azione tagliante sviluppata dalle aste dei tralicci sul calcestruzzo. Le aste del traliccio hanno subito forti deformazioni plastiche nelle sezioni in prossimità del collegamento con il piatto, come si è avuto modo di osservare allo svuotamento dei provini. Nelle barre compresse si sono riscontrate forti deformazioni nelle sezioni poste ad una distanza di circa 50 mm dal piatto, presumibilmente in corrispondenza della formazione della fessura longitudinale. Si è pertanto manifestata una progressiva riduzione della resistenza del campione e la progressiva rottura delle barre tese dei tralicci d'anima in prossimità del collegamento con il piatto.

In Figura 7 è mostrata la configurazione finale del traliccio metallico del campione P1 a fine prova, rilevata dopo l'asportazione del calcestruzzo.

Nelle tre prove le saldature sono rimaste integre. In Figura 8 sono riportate le curve del carico al variare dello scorrimento fra il calcestruzzo e il piatto metallico, assunto indeformabile nel proprio piano. Lo scorrimento è valutato come valore medio delle letture rilevate dai quattro comparatori posti come mostrato in Figura 2a). Si osserva che la resistenza dei provini P1 e P2 è prossima fra loro, essendosi registrato un valore massimo del carico di 1051.6 kN per il provino P1 e 1004.9 kN per il provino P2. Il provino P3 è risultato più resistente e ha raggiunto un carico massimo di 1257.5 kN. Il verificarsi di tale circostanza è attribuibile alla maggiore resistenza a trazione del conglomerato del campione P3 che ha avuto un periodo di maturazione di circa 100 giorni più lungo dei precedenti.

Nelle Figure 9a) e 9b) sono riportate, per i provini P1 e P2, le curve delle deformazioni nelle sezioni di mezzeria delle aste del traliccio tese e compresse rilevate dagli estensimetri E2 e E3 al variare del carico esterno.

Le curve mostrano che mentre le diagonali del traliccio compresse hanno subito deformazioni modeste in campo elastico, le aste tese al progredire del carico si snervano e subiscono ampie deformazioni in campo plastico. Nella Figura 9c) sono riportate per il campione P3 le deformazioni rilevate dagli estensimetri E2.1 e E3.1 posti in prossimità del corrente superiore e dagli estensimetri E2.2 e E3.2 posti in prossimità del piatto. Mentre i primi riproducono gli andamenti rilevati nelle prove precedenti nelle sezioni di mezzeria, quelli posti in prossimità del piatto hanno rilevato ampie deformazioni sia per l'asta tesa, in virtù del raggiungimento dello sforzo di snervamento dell'asta, che per l'asta compressa, in relazione alle plasticizzazioni per flessione subite dopo la formazione della fessura passante, congruenti con la configurazione deformata finale esibita dal traliccio svuotato mostrata in Figura 7.

Maggiori dettagli sui risultati ottenuti sono riportati in [4] e [5].



Figura 6 - Modalità di rottura del campione P3



Figura 7 - Traliccio metallico deformato del campione P1 al termine della prova



Figura 9– Curve carico applicato-deformazione degli estensimetri sulle barre d'anima per le 3 prove: a) campione P1; b) campione P2; c) campione P3

3.2 Prove condotte presso l'Università di Ferrara

Per tutti i provini testati presso l'Università di Ferrara la rottura è avvenuta repentinamente con separazione di un blocco di calcestruzzo dal piatto, a causa dello strappo delle saldature fra piatto e barre. Tale circostanza, congiuntamente a misure di scorrimento non superiori a 3 mm, classifica la connessione a taglio come non duttile. A questo proposito si veda il punto 6.6.1.1(5) di Eurocodice 4, nel guale si afferma che un collegamento è classificato duttile se presenta uno spostamento caratteristico maggiore di 6 mm. Si intende tuttavia osservare che la fragilità del collegamento non necessariamente la duttilità pregiudica dell'elemento strutturale. Infatti, nelle travi sufficientemente snelle i collegamenti rimangono in campo elastico fino al raggiungimento del momento ultimo; viceversa un collegamento con spostamento caratteristico di 6 mm non garantisce necessariamente la duttilità dell'insieme strutturale. Ciononostante è utile valutare con attenzione le situazioni nelle quali lo scorrimento richiesto può superare quello disponibile. Tale osservazione motiva allora l'esigenza di un metodo di progetto in grado di determinare il massimo scorrimento richiesto alle connessioni come proposto in [6].

Durante le prove si sono riscontrate delle differenze nelle risposte dei trasduttori, imputabili principalmente ad eccentricità accidentali del carico applicato. Allo scopo di valutare il carico che grava sulle quattro saldature presenti in ogni campione, e nell'ipotesi di comportamento omogeneo di tutte le saldature, si può opportunamente ripartire il carico attribuito ai singoli trasduttori. In Figura 10 è riportato il diagramma del 'carico sulla singola saldatura' al variare dello spostamento registrato; nel grafico è inoltre riportata la curva del modello di Ollgaard [2,6].

La buona sovrapposizione delle curve di risposta conferma l'ammissibilità delle ripartizioni dei carichi effettuata. Nella Tabella 1 sono riportati i valori del carico massimo applicato e dei carichi massimi stimati sulle singole saldature per i tre provini.

Sono state inoltre eseguite quattro prove di distacco della singola saldatura dal piatto inferiore, ottenendo i seguenti valori di carico di distacco: 52.8, 58.0, 58.2 e 39.3 kN. Tali valori sono mediamente inferiori del 20% rispetto al valore medio di 68 kN stimato in Tabella 1.

In accordo con quanto riportato nel punto B.2.5 di EC4, per determinare la resistenza del collegamento è necessario effettuare almeno tre prove su elementi nominalmente identici.

Inoltre, lo scostamento tra il singolo risultato di prova ed il valore medio ottenuto da tutte le prove deve essere minore del 10%, come avviene per i dati riportati in Tabella 1. In tale caso la resistenza caratteristica della connessione P_{Rk} si assume pari al minimo carico di rottura (diviso per il numero di connettori, ossia 8 saldature) ridotto del 10%, ossia P_{Rk} = 0.9x489/8 = 55 kN, da cui discende la resistenza di progetto della connessione $P_{Rd} = (f_u/f_{ut}) P_{rk}/\gamma_V \le P_{rk}/\gamma_V = 55/1.25 = 44$ kN, dove la tensione ultima minima specificata del materiale del connettore si è assunta pari a $f_u = 540 \text{ N/mm}^2$, mentre la tensione ultima reale del materiale del connettore dei provini discende dal certificato del produttore $f_{ut} = 539 \text{ N/mm}^2$. Infine si possono stimare i parametri caratteristici del legame tra la forza P e lo scorrimento s, che Ollgaard [2,6], ha suggerito per i pioli: $P = P_{Rk} (1 - \exp(-\beta s))^{\alpha}$. Infatti, i parametri che meglio approssimano le curve sperimentali possono essere assunti

Tabella 1 – Valori di carico massimo registrato nelle prove condotte presso l'Università di Ferrara

Campione	F1	F2	F3	Media
Carico totale (kN)	489	503	566	519
Carico sulla saldatura	61	71	72	68



Figura 10 - Diagrammi 'carico sulla singola saldatura' – scorrimento: risultati sperimentali (linee sottili), legame di Ollgaard (curva in grassetto), diagramma di progetto (linea tratteggiata)

pari a $\alpha = 2.0$, $\beta = 3.5 \text{ mm}^{-1}$, $s_u = 3 \text{ mm}$ (Fig. 10). La linea tratteggiata riportata in Figura 10 approssima invece il comportamento della connessione con un legame elastoplastico di progetto, in cui la rigidezza del tratto elastico è pari a $k_{sh} = 100 \text{ kN/mm}$.

3.3 Prove condotte presso l'Università del Salento

Per tutte le prove condotte la crisi è avvenuta per rottura del calcestruzzo e solo nello stadio finale si è registrato, in qualche caso, anche il cedimento della saldatura; per tutti i campioni si è osservato un danneggiamento graduale, caratterizzato dalla comparsa di fessure nella direzione trasversale e successivamente anche in direzione longitudinale, senza mai verificarsi il completo distacco del piatto d'acciaio dall'elemento in calcestruzzo. La Figura 11 rappresenta un campione a fine prova.

Nella Tabella 2 si riportano il carico massimo per ciascuna prova ed il valore medio nel caso di più prove simili.

Nella Figura 12 si riportano le curve carico applicatoscorrimento, per la serie S1, S2, S3, rispettivamente, eccetto per il campione S1_1 per cui non è stato possibile registrare detta curva.

Dalle curve carico-scorrimento si può notare come, raggiunto il carico di picco, lo stesso si mantiene pressoché costante mentre si registra un significativo aumento dello scorrimento, sino a valori superiori a 10 mm. Il campione sembra esibire una certa duttilità dovuta al progressivo formarsi delle fessure nel calcestruzzo.

Dall'analisi delle curve carico totale-scorrimento e dei risultati riportati in Tabella 2 si evidenzia, innanzitutto, che l'andamento delle curve è simile e che le curve relative a campioni della stessa serie presentano scarti limitati. Tuttavia, con riferimento al carico massimo, per i campioni della serie S2 (anime in acciaio del tipo B450C di diametro pari a 12 mm) si è registrato un aumento dello stesso di circa il 20% rispetto ai campioni della serie S1 (anime in acciaio del tipo S355 di diametro pari a 14 mm). D'altra parte l'unico campione testato della serie S3 (anime in acciaio del tipo B450C di diametro pari a 12 mm) ha raggiunto un carico di picco della stessa intensità di quello relativo alla serie S1.

L'andamento delle deformazioni, registrate sugli elementi metallici al variare del carico, ancora in corso di elaborazione, consentiranno di analizzare con maggiore dettaglio il trasferimento degli sforzi fra calcestruzzo e traliccio.

4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Sebbene il numero di prove effettuate non consente di dedurre delle considerazioni di carattere generale, anche in relazione alle svariate tipologie di travi esistenti, il confronto fra i risultati ottenuti nelle tre sedi universitarie evidenzia una significativa differenza sia delle curve carico-scorrimento sia delle modalità di rottura, a testimonianza dell'influenza di numerosi parametri sul comportamento del sistema composto. Infatti, sebbene la morfologia dei tralicci utilizzati non presenti rilevanti differenze, la risposta del sistema appare significativamente diversa. Con riferimento all'indagine sperimentale descritta nel presente lavoro, i parametri che sembrano influenzare maggiormente i risultati osservati sono le proprietà del calcestruzzo e la resistenza delle saldature.

I campioni testati presso le Università di Ferrara e del Salento sono, infatti, molto simili in riferimento sia alle parti metalliche sia alle proprietà del calcestruzzo; tuttavia il carico massimo raggiunto per i campioni della serie F presenta uno scarto di circa il 50% rispetto a quello inerente i campioni della serie S2. Tale risultato è chiaramente connesso alla crisi prematura dei campioni F, in corrispondenza delle saldature, a cui consegue una rottura fragile con scorrimenti molto contenuti (intorno a 3 mm). Al contrario nei campioni della serie S2 la rottura presenta caratteristiche di duttilità, con il verificarsi di elevati scorrimenti dopo il raggiungimento del carico massimo e prima del collasso.

L'indagine condotta presso l'Università di Palermo fa riferimento ad una tipologia di traliccio che si differenzia dalle altre due testate per le caratteristiche del corrente superiore. Inoltre il calcestruzzo utilizzato presentava una minore resistenza a compressione, pari a 27.7 MPa, rispetto agli altri casi (42 MPa e 41.5 MPa). Pertanto, sebbene il carico massimo raggiunto risulti molto più elevato di quello relativo ai campioni della serie F, la rottura si presenta ancora di tipo fragile, con fessurazione preminente del calcestruzzo nella direzione di applicazione del carico.

Tabella 2 – Valori di carico massimo registrato nelle prove condotte presso l'Università del Salento

Campione	Carico massimo (kN)	Valori medi di carico massimo (kN)
S1_1	750.0	
S1_2	787.1	201.6
S1_3	808.1	801.0
S1_4	861.1	
S2_1	996.1	1000.9
S2_2	10055	1000.8
S3_1	817.1	



Figura 11 – Campione dopo la prova (Università del Salento)



Figura 12 - Diagrammi carico applicato-scorrimento: a) della Serie S1; b) della Serie S2; c) della Serie S3

BIBLIOGRAFIA

[1] PUHALI R., SMOTLACK I. – 1980, Relazione sulle prove di push-out atte a determinare le leggi di

carico-scorrimento delle travi in sistema composto tipo"REP", Istituto di Scienza delle Costruzioni, Facoltà di Ingegneria dell'Università di Trieste.

- [2] TULLINI N., REATO P., CAPPELLOZZA M. 2006, Indagini sperimentali su travi miste acciaiocalcestruzzo con connessione a traliccio, Atti del XVI, Congresso CTE, Parma, 9-11 novembre 2006.
- UNI EN 1994-1-1:2004, Eurocodice 4-Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [4] BADALAMENTI V., COLAJANNI P., LA MENDOLA L., PUCINOTTI R., SCIBILIA N. -2008, Prove di push-out su travi reticolari miste, Atti del XVII Congresso CTE, Roma, 6-8 novembre 2008, pp. 183-192.
- [5] BADALAMENTI V., COLAJANNI P., LA MENDOLA, SCIBILIA N. - 2008, Travi reticolari miste – problemi locali nella trasmissione degli sforzi, VII Workshop italiano sulle Strutture Composte, Benevento, 23-24 Ottobre 2008.
- [6] TULLINI N., MINGHINI F. 2008, Stima dello scorrimento richiesto dalle connessioni di travi prefabbricate reticolari miste. 17° Congresso C.T.E., Roma, 6-8 novembre 2008, pp. 707-716.

STIMA DELLA PROFONDITA' DI CARBONATAZIONE SECONDO IL *fib* MODEL CODE FOR SERVICE LIFE DESIGN

Marco Alessio, Matteo Guiglia, Maurizio Taliano

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Politecnico di Torino

SOMMARIO

La Fédération Internationale du Béton (fib) ha recentemente preparato un Codice Modello denominato "fib-Model Code for Service Life Design". Questo documento esamina diversi meccanismi di degrado e, in particolare, propone un modello fisico in grado di stimare l'evoluzione della profondità di carbonatazione nel tempo. I dati teorici sulla profondità di carbonatazione, che appaiono in buon accordo con quelli sperimentali raccolti nel corso di un'estesa sperimentazione effettuata sulle strutture esistenti di un'infrastruttura autostradale, evidenziano come, oltre al tempo, le condizioni di esposizione ambientale e la resistenza a compressione del calcestruzzo siano generalmente i parametri fondamentali per la stima della profondità di carbonatazione.

SUMMARY

A "*fib*-Model Code for Service Life Design", which is intended to be the basis for the service life design approach, has been recently prepared by the *Fédération Internationale du Béton (fib)*. This document analyses the different deterioration mechanisms and, in particular, proposes a physical model for the assessment of the carbonation depth in time. The theoretical data of the carbonation depth are in good agreement with the experimental results obtained during an extensive experimental campaign carried out on cast-in-place concretes of existing r.c. structures. From the comparison it appears that, besides the time, the environmental exposure conditions and the concrete compressive strength are the main influencing parameters for the assessment of the carbonation depth.

1. INTRODUZIONE

Una corretta manutenzione e gestione di edifici e infrastrutture civili può essere effettuata con una metodologia prestazionale basata sull'approccio agli stati limite. I requisiti generali di sicurezza, economicità e sostenibilità dell'opera sono così tradotti in modelli quantitativi e procedure qualitative che riguardano:

- l'analisi del comportamento dell'opera sotto le azioni di tipo meccanico (statiche, dinamiche e di fatica);
- l'analisi del comportamento dell'opera sotto le azioni di tipo fisico, chimico e biologico;
- la gestione dell'obsolescenza, ossia dell'incapacità dell'opera di soddisfare i requisiti funzionali, economici e culturali mutevoli nel tempo, aspetto non trascurabile in quanto nel 50% dei casi l'obsolescenza è causa della demolizione dell'opera stessa.

Talvolta, è possibile combinare i calcoli relativi al comportamento meccanico delle strutture con quelli concernenti il degrado o la vita utile attesa, ma spesso conviene tenere separate queste analisi come avviene tradizionalmente nei documenti normativi. In letteratura [1], [2] la vita utile di una struttura in c.a. comprende un iniziale periodo di innesco dei fenomeni di degrado per effetto della carbonatazione del calcestruzzo o della penetrazione dei cloruri ed un successivo periodo di propagazione della

corrosione delle armature. Il raggiungimento di determinate situazioni limite, quali lo spalling del calcestruzzo di ricoprimento o il collasso della struttura o di una sua parte per mancanza di ancoraggio o eccessiva riduzione della sezione delle barre di armatura, definisce la vita utile attesa. Un metodo di progetto della vita utile delle strutture in c.a., fondato su basi statistiche, è stato recentemente messo a punto dalla fib (Fédération Internationale du Béton) e codificato in un Codice Modello intitolato "Model Code for Service Life Design" [3]. Questo documento esamina diversi meccanismi di degrado e, in particolare, propone un modello fisico in grado di stimare l'evoluzione della profondità di carbonatazione nel tempo. Oltre al tempo, le variabili prese in esame sono le condizioni di esposizione ambientale e le caratteristiche meccaniche e fisiche del calcestruzzo. In particolare, l'influenza dell'ambiente viene analizzata considerando diversi aspetti che sono via via più specifici per una data struttura, quali gli aspetti macro-climatici (umidità relativa, numero di giorni di pioggia per anno, quantità di pioggia), quelli micro-climatici e le condizioni locali di esposizione della superficie di calcestruzzo (fattori che possono modificare i cicli di bagnato-asciutto, orientamento della struttura).

Nel presente lavoro il modello *fib* viene adottato per interpretare i dati sperimentali sulla profondità di

carbonatazione del calcestruzzo raccolti nel corso di un'estesa campagna sperimentale effettuata sulle strutture esistenti di un'infrastruttura autostradale. I dati teorici, che appaiono in buon accordo con quelli sperimentali, evidenziano come, oltre al tempo, le condizioni di esposizione ambientale e la resistenza a compressione del calcestruzzo siano generalmente i parametri fondamentali per la stima della profondità di carbonatazione.

2. IL MODEL CODE FOR SERVICE LIFE DESIGN

2.1 Premessa

Il Model Code [3] fornisce i modelli riguardanti i processi di degrado delle strutture in cemento armato necessari per stimare la vita utile attesa. Tali modelli si pongono a due livelli di analisi, ossia un livello semi-probabilistico ed uno completamente probabilistico. Nel primo caso i dati di input delle funzioni di degrado sono ottenuti dalle singole osservazioni, mentre la relativa dispersione statistica è presa in conto mediante fattori di sicurezza dipendenti dalla dispersione attesa e dal livello di affidabilità previsto. Nel secondo caso si richiede la raccolta e l'elaborazione statistica dei dati ambientali, nonché la specificazione delle proprietà dei materiali.

Nel seguito si analizza il modello completamente probabilistico per la stima della profondità di carbonatazione applicandolo successivamente ai dati sperimentali derivanti da una sperimentazione condotta su strutture esistenti in c.a. gettate in opera.

2.2 Carbonatazione del calcestruzzo

Il modello completamente probabilistico del "Model Code for Service Life Design" relativo al fenomeno della carbonatazione consente di stimare la profondità di carbonatazione $x_c(t)$, in mm, mediante la seguente espressione:

$$x_c(t) = \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot R_{NAC,0}^{-1} \cdot C_S \cdot \sqrt{t} \cdot W(t)}$$
(1)

dove t = tempo, in anni; k_e = funzione ambientale; $R_{NAC,0}^{-1}$ =

resistenza inversa alla carbonatazione del calcestruzzo determinata in condizioni di "carbonatazione naturale" (NAC) con il pedice "0" che indica che i provini sono stati preparati in condizioni prefissate di laboratorio; k_c = parametro di correzione, dipendente dalle condizioni di getto e di maturazione del calcestruzzo presenti in situ che possono differire dalle condizioni di "carbonatazione naturale" (NAC) considerate in laboratorio; C_S = concentrazione di CO₂ nell'aria; W(t) = funzione meteorologica.

L'Equazione (1), che si basa sulla prima legge di diffusione di Fick, considera dunque come fattori d'influenza le proprietà del calcestruzzo, le azioni ambientali e le condizioni di getto e di maturazione.

2.2.1 Influenza delle proprietà del calcestruzzo

L'influenza delle proprietà del calcestruzzo sul fenomeno della carbonatazione è presa in conto attraverso la sua resistenza inversa alla carbonatazione, $R_{NAC,0}^{-1}$. Questo parametro viene stimato mediante prove dirette o indirette. Nel caso di nuove strutture può essere valutato in modo diretto tramite prove di carbonatazione da effettuarsi in laboratorio su provini di calcestruzzo della composizione prestabilita in

progetto, descritte in [4], riferite ai requisiti indicati nella Tabella 1. Le classi ambientali di conservazione dei provini corrispondono circa alle classi di esposizione ambientale definite nella EN206 [5], ossia la classe 1 è associata alla classe XC1, la classe 2 alla XC3 e la classe 3 alla XC4. Va sottolineato tuttavia che, a causa della scarsa ripetibilità riscontrata, questa metodologia di prova non è stata tuttora codificata in alcuna norma EN.

Tabella 1 - Requisiti relativi al metodo di prova CEN sulla resistenza alla carbonatazione [4]

Dimensioni dei provini	2 prismi	100×100×400mm
Ambiente di classe 1	Temperatura 20±2°C	
	Umidità relativa	65±5%
	Concentrazione di CO ₂	350±50ppm
Ambiente di classe 2	Come la classe 1 ma i prismi vanno immersi in acqua ogni 28 giorni per 6 h	
Ambiente di classe 3	Come la classe 2 ma i prismi vanno immersi in acqua ogni 7 giorni	

In alternativa, la resistenza inversa alla carbonatazione può essere determinata in laboratorio mediante prove accelerate di carbonatazione (AAC) descritte in [6] e considerate come prove di conformità. I provini di dimensione 100×100×400mm, opportunamente gettati e compattati, sono dapprima messi in camere controllate (20°C/99%UR) per un giorno e quindi fatti maturare in acqua per 7 giorni. Vengono poi asciugati in camera climatica (20±2°C/65±5%UR) per 28 giorni. Questa fase permette di assicurare che il fronte secco sia più avanzato, nello spessore dei provini, rispetto al fronte carbonatato. Successivamente, i provini sono disposti per ulteriori 28 giorni in una camera climatica $(20\pm 2^{\circ}C/65\pm 5\% UR)$ ad una concentrazione di CO₂ pari a C_{S} = 0,0365 kg CO2/m3. Infine, i provini vengono spaccati in porzioni di spessore 50 mm e spruzzati con una soluzione di fenolftaleina all'1% in alcole etilico per la misura della profondità di carbonatazione. Si determina, pertanto, la resistenza inversa alla carbonatazione del calcestruzzo, $R_{AAC,0}^{-1}$, ottenuta da prova accelerata (AAC) su provini maturati in laboratorio in condizioni prefissate (pedice "0"), tramite l'espressione:

$$R_{AAC,0}^{-1} = \frac{x_c(t)^2}{\sqrt{2 \cdot C_S \cdot t}}$$
(2)

dove t = tempo di prova, in secondi; $x_c(t)$ = profondità di carbonatazione misurata. Nel caso in cui il tempo di prova sia pari a 28 giorni e C_S = 0,0365 kg CO₂/m³ il denominatore della (2) assume il valore di 420 (kgCO₂·s/m³)^{0,5}.

Infine, a partire dal valore di $R_{AAC,0}^{-1}$ si ricava la resistenza

inversa alla carbonatazione del calcestruzzo, $R_{NAC,0}^{-1}$, determinata in condizioni di "carbonatazione naturale" tramite l'espressione seguente [3]

$$R_{NAC,0}^{-1} = k_t \cdot R_{AAC,0}^{-1} + \varepsilon_t$$
(3)

dove k_t , ε_t = coefficienti che consentono di passare dai valori della prova accelerata (AAC) a quelli in condizioni di "carbonatazione naturale" (NAC).

Nel caso di saggi (carote) prelevati da strutture esistenti, la misura diretta della resistenza inversa alla carbonatazione

prevede di disporre i saggi direttamente nella camera climatica per 28 giorni e successivamente, per ulteriori 28 giorni, nella camera climatica alla concentrazione di CO2 prestabilita. Applicando la (2) si ottiene la resistenza inversa alla carbonatazione del calcestruzzo, R_{AAC}^{-1} , ottenuta da prova accelerata (AAC) su provini maturati in situ, mentre applicando la (3) si ricava la resistenza inversa alla carbonatazione del calcestruzzo, R_{NAC}^{-1} , determinata in condizioni di "carbonatazione naturale" su provini maturati in situ. Si noti come entrambi i parametri, R_{AAC}^{-1} e R_{NAC}^{-1} , compaiano senza pedice "0" in quanto, trattandosi di prove effettuate su saggi prelevati dalla struttura reale, la resistenza inversa alla carbonatazione è già influenzata dalle condizioni di getto e di maturazione del calcestruzzo presenti in situ. Con riferimento all'Equazione (1) la relazione tra $R_{NAC,0}^{-1}$ e R_{NAC}^{-1} risulta:

$$R_{NAC}^{-1} = k_c \cdot R_{NAC,0}^{-1}$$
 (4)

Nel caso di strutture esistenti la resistenza inversa alla carbonatazione può anche essere determinata per via indiretta mediante la misura della profondità di carbonatazione. Dall'Equazione (1) risulta

$$R_{NAC,0}^{-1} = \frac{x_c(t)^2}{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot C_S \cdot t \cdot W(t)^2}$$
(5)

Quest'ultima metodologia viene adottata nel presente lavoro per analizzare la correlazione tra resistenza inversa alla carbonatazione e resistenza a compressione del calcestruzzo.

Tuttavia, occorre osservare che questa stima indiretta della resistenza inversa alla carbonatazione non è applicabile a strutture eccessivamente giovani realizzate con calcestruzzi di resistenza elevata e/o in ambienti poco aggressivi per le quali il fenomeno della carbonatazione risulti poco sviluppato, in generale laddove le misure della profondità di carbonatazione diano valori prossimi a zero.

2.2.1 Influenza delle condizioni di esposizione ambientale

Le condizioni di esposizione ambientale influenzano il grado di saturazione dell'acqua presente nei pori superficiali di calcestruzzo, condizionando sensibilmente la penetrazione della CO₂. Ad esempio, una pioggia su un elemento non riparato può comportare la saturazione della superficie del calcestruzzo, quindi prevenire, almeno temporaneamente, l'avanzamento della carbonatazione.

Tali condizioni possono essere analizzate su tre diversi livelli di conoscenza che riguardano via via un numero sempre più limitato di strutture o di parti strutturali considerando:

- le caratteristiche macro-climatiche dell'area geografica d'interesse, quali l'umidità relativa atmosferica, il numero di giorni di pioggia significativi/anno, l'entità delle precipitazioni e la concentrazione di CO₂ nell'aria;
- le caratteristiche micro-climatiche delle singole strutture associate alle condizioni ambientali locali, quali ad esempio l'incremento di umidità dovuta alla presenza di corsi d'acqua;
- le condizioni di esposizione superficiale delle singole parti strutturali, diversificate per la presenza di fattori che modificano i cicli di bagnato-asciutto (e.g. infiltrazioni d'acqua attraverso i giunti, acqua spruzzata da veicoli), la presenza di coperture o protezioni e

l'orientamento della superficie.

Nell'Equazione (1) i parametri che descrivono l'influenza delle condizioni di esposizione ambientale sulla profondità di carbonatazione sono la funzione ambientale, k_e , la concentrazione di CO₂ nell'aria, C₈, e la funzione meteorologica, W(t).

La funzione ambientale, k_{e_2} , considera l'influenza dell'umidità relativa atmosferica. Dai dati di letteratura sulle misure di carbonatazione la profondità di carbonatazione aumenta al crescere dell'umidità relativa fino a valori di umidità relativa del 60% circa per poi diminuire successivamente. Il Model Code [3] propone la seguente espressione ottenuta confrontando le misure di carbonatazione effettuate in sito per diversi valori di umidità e quelle effettuate in laboratorio in condizioni di temperatura e umidità costanti (20°C / 65%):

$$k_{e} = \left(\frac{1 - \left(\frac{RH_{real}}{100}\right)^{5}}{1 - \left(\frac{65}{100}\right)^{5}}\right)^{2,5}$$
(6)

dove RH_{real} = umidità relativa dello strato carbonatato, assunta pari a quella atmosferica, da valutare sulla base dei dati della stazione meteorologica più vicina.

La concentrazione di CO₂ dell'ambiente, C_S, è data da:

$$C_S = C_{S,atm} + C_{S,emi} \tag{7}$$

dove $C_{S,atm}$ = concentrazione di CO₂ nell'atmosfera, pari a 0,00082 kgCO₂/m³; $C_{S,emi}$ = concentrazione di CO₂ aggiuntiva dovuta alle emissioni da sorgenti di natura diversa.

La funzione meteorologica, W(t), tiene conto del fatto che nelle parti strutturali direttamente esposte alla pioggia l'evoluzione della carbonatazione è fortemente influenzata dalla frequenza e dall'intensità dei periodi di pioggia. Essa è descritta dall'espressione seguente:

$$W(t) = \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\frac{(p_{ST} \cdot T_0 W)^{b_W}}{2}}$$
(8)

dove t = tempo, in anni; $t_0 =$ tempo di riferimento, in anni, va assunto uguale al tempo richiesto per la misura della resistenza inversa alla carbonatazione (e.g. $t_0 = 28$ giorni = 0,0767 anni); $p_{sr} =$ probabilità di pioggia battente sulla superficie dell'elemento considerato; ToW = indice di piovosità annua pari alla frequenza annua di giorni di pioggia significativi; b_w = esponente della regressione, mediamente pari a 0,446.

La probabilità di pioggia battente, p_{srs} e l'indice di piovosità annua, ToW, dipendono entrambi dal numero di giorni di pioggia significativi/anno, $N_{h\geq2.5mm}$, inteso come il numero di giorni con altezza di precipitazione giornaliera pari ad almeno 2,5 mm. In particolare, la probabilità di pioggia battente, p_{srs} , intende correlare statisticamente il numero di giorni di pioggia significativi con l'orientamento della superficie dell'elemento considerato. In generale, è data dal rapporto tra il numero di giorni di pioggia significativi con vento tale da bagnare la superficie considerata e il numero totale di giorni di pioggia significativi. Questo parametro assume pertanto valore 0 per elementi interni o riparati, 1 per elementi orizzontali direttamente esposti alla pioggia.

La formulazione della funzione meteorologica, W(t), rispetta due condizioni al contorno relative agli elementi

strutturali non direttamente esposti alla pioggia e a quelli continuamente bagnati dalla pioggia.

Nel caso di elementi non direttamente esposti alla pioggia, la probabilità di pioggia battente, p_{sr} , è pari a zero, per cui risulta W(t) = 1, ossia l'evoluzione della carbonatazione ottenuta con l'Equazione (1) non è influenzata dai periodi di pioggia.

Per gli elementi permanentemente bagnati dalla pioggia risulta, invece, $p_{sr} = 1$ e ToW = 1, di conseguenza l'esponente dell'Equazione (8) diventa pari a 0,5 ossia $W(t) = \sqrt{t_0/t}$. Sostituendo questo risultato nell'Equazione (1), la variabile tempo viene eliminata dalla formula ovvero la profondità di carbonatazione è costante nel tempo.

2.2.3 Influenza delle condizioni di corretta maturazione

Le condizioni di corretta maturazione (*curing*) del calcestruzzo in situ influenzano la resistenza inversa alla carbonatazione comportando differenze tra i valori determinati su provini maturati in situ e in laboratorio. Confrontando le misure della profondità di carbonatazione di elementi sottoposti ad un numero diverso di giorni di *curing* è possibile evidenziare l'influenza del *curing* sull'evoluzione della carbonatazione. A questo riguardo, il Model Code [3] introduce il parametro di correzione, k_c , dato dall'espressione

$$k_c = \left(\frac{t_c}{7}\right)^{b_c} \tag{9}$$

dove t_c = tempo di *curing*, inteso come numero di giorni in cui vengono adottate opportune misure per evitare l'essiccazione prematura degli strati superficiali del calcestruzzo; b_c = esponente della regressione, mediamente pari a -0,567. In particolare, per t_c = 7 giorni risulta k_c = 1.

3. LA SPERIMENTAZIONE

Nel corso della sperimentazione sono state esaminate le opere in c.a. presenti su 135 km circa di un'infrastruttura autostradale, di età variabile tra i tre e i cinque anni. Comprendeva attività in situ e di laboratorio. L'attività in situ è stata effettuata con prelievi di saggi di calcestruzzo di diametro 100 mm (carote) e di diametro 30 mm (microcarote), prove di carbonatazione, prove sclerometriche, prove con ultrasuoni e misure del copriferro. L'attività di laboratorio si è svolta presso il Laboratorio Prove su Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica del Politecnico di Torino, con prove di compressione su carote e microcarote e con la determinazione della massa volumica e dell'assorbimento di acqua. Complessivamente, il numero di prove effettuate è indicato nella Tabella 2 [7].

In particolare, le misure della carbonatazione hanno consentito di determinare per via indiretta la resistenza inversa alla carbonatazione del calcestruzzo applicando l'Equazione (5) con riferimento ai valori medi dei parametri introdotti.

Tabella 2 - Tipo e numero di prove della sperimentazione

Tipo di prova	Numero di prove
Prove di compressione su carote	3018
Prove di compressione su microcarote	1115
Prove di assorbimento d'acqua	313
Prove di carbonatazione	2423
Prove sclerometriche	2395
Prove con ultrasuoni	2487

Nell'applicare l'Equazione (5) sono state individuate tre aree geografiche, ciascuna considerata come omogenea dal punto di vista macro-climatico e tale da includere opere non più distanti di 40 km. Per ciascuna area sono stati dapprima definiti i parametri che descrivono l'influenza delle condizioni di esposizione ambientale sulla profondità di carbonatazione.

Nella Tabella 3, infatti, vengono riportati i valori medi dell'umidità relativa RH_{real} e del numero di giorni di pioggia significativi/anno, $N_{h\geq 2.5mm}$, calcolati con riferimento ad un periodo di esercizio delle opere di tre anni sulla base dei dati delle vicine stazioni meteorologiche dell'Aeronautica Militare Italiana. L'umidità relativa RH_{real} è stata valutata come valore medio della umidità relativa diurna misurata su ogni giorno dell'anno. La Tabella 3 riporta altresì il valore medio della funzione ambientale, k_e , ricavato con l'Equazione (6) sulla base dell'umidità relativa, RH_{real} .

Tabella 3 – Dati meteorologici relativi alle tre aree geografiche e valori medi della funzione ambientale k_e

Area geografica	RH_{real}	$N_{h \ge 2.5mm}$	k_e
Zona I	64%	84	1,025
Zona II	67%	104	0,947
Zona III	75%	64	0,691

La concentrazione di CO_2 nell'ambiente, C_8 , è stata determinata secondo l'Equazione (7). Per tutte le opere analizzate è stato assunto il valore di riferimento della concentrazione di CO_2 nell'atmosfera, ad eccezione delle gallerie per le quali è stata considerata una concentrazione aggiuntiva pari a 0,0012 kg CO_2/m^3 .

Relativamente alla funzione meteorologica, W(t), è stata calcolata con l'Equazione (8) assumendo, per tutte le tipologie strutturali, una probabilità di pioggia battente $p_{sr} = 0$ corrispondente a zone riparate o con limitato ristagno d'acqua (per le superfici verticali).

Infine, l'influenza delle condizioni di *curing* sulla profondità di carbonatazione è analizzata con l'Equazione (9) che fornisce il parametro di correzione, k_c . In mancanza di dati più precisi si è adottato un periodo di *curing* $t_c = 3$ giorni ($k_c = 1,617$).

Al fine di tener conto delle diverse condizioni di esposizione di ciascuna parte di struttura, i valori della resistenza inversa alla carbonatazione, come già accennato ottenuti per via indiretta, sono stati elaborati suddividendoli in quattro gruppi:

- spalle;
- pile;
- gallerie;
- muri

In questa analisi permangono come elementi di dispersione dei dati sperimentali sia le differenze microclimatiche cui sono soggette le singole strutture, sia la variabilità connessa al metodo di prova adottato. Per ridurre l'influenza di quest'ultima i dati sperimentali sono stati elaborati accorpando più determinazioni relative ad una porzione limitata di elemento strutturale (piazzola di misura dell'ordine di un metro) dove si può ammettere che la qualità del calcestruzzo non muti. I valori della resistenza a compressione del calcestruzzo e della profondità di carbonatazione cui si fa riferimento nel seguito rappresentano dunque il valor medio di diverse misure effettuate su ciascuna porzione limitata di elemento strutturale. La Fig. 1 mostra l'andamento della resistenza inversa alla carbonatazione del calcestruzzo $R_{NAC,0}^{-1}$, in condizioni di "carbonatazione naturale", in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo per le quattro tipologie considerate. Ciascun diagramma riporta inoltre l'andamento delle curve di correlazione, di tipo esponenziale, ottenute col

metodo dei minimi quadrati.

La Fig. 2 mostra invece il confronto delle stesse curve di correlazione, da cui risultano andamenti poco discosti tra le varie tipologie strutturali. La resistenza inversa alla carbonatazione appare un parametro dipendente dalla sola resistenza a compressione del calcestruzzo.



Figura 1 - Valori della resistenza inversa alla carbonatazione del calcestruzzo $R_{NAC,0}^{-1}$ in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo per le diverse tipologie strutturali: a) spalle; b) pile; c) gallerie; d) muri



Figura 2 - Confronto fra le curve di correlazione della resistenza inversa alla carbonatazione del calcestruzzo in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo, ottenute per le diverse tipologie strutturali considerate

4. CONFRONTO TRA DATI SPERIMENTALI E TEORICI

Sulla base delle funzioni di correlazione della resistenza inversa alla carbonatazione in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo è possibile confrontare i risultati teorici della profondità di carbonatazione ottenuti con l'Equazione (1) con i dati sperimentali. Di fatto il confronto viene svolto considerando la velocità di carbonatazione, K (mm/anno^{1/2}), data da

$$K = \frac{x_c(t)}{\sqrt{t}} \tag{10}$$

dove $x_c(t) = la profondità di carbonatazione, in mm; t = tempo, in anni. I valori sperimentali e teorici di K sono mostrati nella Fig. 3 suddividendoli per ciascuna tipologia strutturale. In particolare, in ciascun diagramma i valori teorici danno luogo a tre curve, una per ogni zona geografica considerata.$

Nonostante la dispersione dei dati sperimentali, i valori teorici appaiono in buon accordo con i dati sperimentali, fatta eccezione per i muri. In questo caso i valori sperimentali della velocità di carbonatazione *K* risultano pressoché indipendenti dalla resistenza del calcestruzzo. In altre parole, per i muri la velocità K è maggiormente influenzata da fattori diversi dalla resistenza, legati alle condizioni micro-climatiche in

corrispondenza della superficie di prova (ad esempio la direzione, l'intensità, la durata e la frequenza della pioggia) che non sono state attentamente prese in esame in questo lavoro.



Figure 3 - Velocità di carbonatazione K in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo per le diverse tipologie strutturali: a) spalle; b) pile; c) gallerie; d) muri

5. CONCLUSIONI

Il modello fisico proposto dal "*fib*-Model Code for Service Life Design" per prevedere l'evoluzione del fenomeno della carbonatazione tiene conto dell'influenza della qualità del calcestruzzo, delle condizioni di esposizione ambientale e delle condizioni di *curing*.

In particolare, l'influenza della qualità del calcestruzzo viene analizzata mediante la sua resistenza inversa alla carbonatazione. Questo parametro è stato determinato a partire dalle misure della profondità di carbonatazione effettuate nel corso di un'estesa sperimentazione su strutture esistenti in c.a. gettate in opera. Esso appare un parametro dipendente dalla sola resistenza a compressione del calcestruzzo.

La bontà del modello fib è stata indagata tramite la velocità di carbonatazione K che correla la profondità di carbonatazione con la radice quadrata del tempo. Sulla base delle funzioni di correlazione della resistenza inversa alla carbonatazione in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo è stato possibile ottenere i valori teorici della velocità di carbonatazione. Nonostante la dispersione dei dati, i risultati sperimentali e teorici sono in buon accordo tra loro, in particolare per le spalle, le pile e le gallerie.

RINGRAZIAMENTI

Gli Autori ringraziano il Prof. Piero Palumbo dell'Associazione Si.T.I. (Istituto Superiore sui Sistemi Territoriali per l'Innovazione) di Torino che ha permesso di effettuare la sperimentazione.

BIBLIOGRAFIA

- TUUTTI, K. (1980) Corrosion of Steel in Concrete. CBI Research, Swedish Cement and Concrete Research Institute, N. Fo 4:82, Stockholm
- [2] Comité Euro-International du Béton (1997) New Approach to Durability Design, an example for carbonation induced corrosion. CEB - Bullettin d'Information, N. 238, Lausanne
- [3] fib (Fédération Internationale du Béton) fib-Model Code for Service Life Design. fib-Bullettin, N. 34, Lausanne (edizione italiana AICAP : Codice Modello per il Progetto della Vita di Servizio)
- [4] CEN (1997) Measurement of the Carbonation Depth of Hardened Concrete. CEN Report, CR12793, Brussels
- [5] CEN (2000) EN206-1-Concrete Part 1: Specification, performance, production and conformity. Brussels
- [6] DuraCrete (1999) Compliance Testing for Probabilistic Design Purposes. Project BE95-1347 European Union, Report 8, Brussels
- [7] Alessio, M., Guiglia, M., Taliano, M. (2006) Caratterizzazione del calcestruzzo di strutture esistenti. *Atti del Congresso "Sperimentazione su materiali e strutture"*, Venezia, 6-7 Dicembre 2006, 734-743
RESISTENZA E DUTTILITÀ DI TRAVI INFLESSE DI CALCESTRUZZO HSC ED SCC IN REGIME OLIGOCICLICO

Franco Angotti, Luciano Galano, Andrea Vignoli

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Firenze

SOMMARIO

La memoria illustra i risultati di prove di carico cicliche su dieci travi inflesse realizzate con calcestruzzi ad alta resistenza (HSC) ed autocompattanti (SCC). Le travi sono state provate in laboratorio con lo schema di carico a flessione su quattro punti, in regime oligociclico. La resistenza cilindrica a compressione dei calcestruzzi oggetto delle prove è variabile tra 40 e 115 N/mm². L'attenzione è stata focalizzata sulla resistenza flessionale e sulla duttilità delle travi, confrontando i risultati per i diversi tipi di calcestruzzo utilizzati. Le prove hanno mostrato che le travi di calcestruzzo autocompattante forniscono risultati molto simili alle travi di calcestruzzo tradizionale vibrato, sia in termini di proprietà meccaniche, sia in termini di quadri fessurativi.

SUMMARY

Data on experimental tests on ten reinforced concrete beams made of high strength concrete (HSC) and self-consolidating concrete (SCC) are presented in this paper. The beams have been subjected to flexural tests with testing load applied according to the four points scheme, using cyclic loadings. The cylindrical compressive strength of concrete varies from 40 to 115 N/mm². Results in terms of flexural strength and ductility level are presented and discussed, according to the different types of concrete. The experimental tests show that the strength and the ductility of SCC beams and HSC beams are comparable. Similar behaviors have been detected in terms of cracking patterns and types of damage.

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito dell'evoluzione della tecnologia del calcestruzzo, già da molti anni si producono materiali di caratteristiche meccaniche e prestazioni superiori a quelle del calcestruzzo tradizionale. I calcestruzzi ad alta resistenza HSC (high strength concrete) ed i calcestruzzi autocompattanti SCC (self-consolidating concrete), sono due esempi di calcestruzzo di caratteristiche diverse da quelle del calcestruzzo ordinario. Gli HSC sono materiali con resistenza cubica a compressione indicativamente superiore a 75 N/mm²; i calcestruzzi autocompattanti sono materiali che consentono il getto senza le tradizionali operazioni di vibrazione meccanica, con vantaggi sia economici, sia operativi [1, 2]. Nell'ambito dello studio delle proprietà meccaniche di questi calcestruzzi la sperimentazione di laboratorio assume un ruolo di notevole importanza [3, 4 e 5].

La presente memoria illustra alcuni risultati di una serie di prove sperimentali di laboratorio su travi di calcestruzzo HSC ed SCC soggette a flessione su quattro punti, fino a collasso. Il programma sperimentale ha compreso, in totale, quindici travi, di lunghezza e sezione costanti, che sono state realizzate, in gruppi di tre, con cinque diverse miscele di calcestruzzo, di cui due miscele ad alta resistenza e tre miscele autocompattanti. La prima trave di ciascun gruppo è stata sottoposta a flessione monotona, le due travi successive sono state provate in regime ciclico, utilizzando lo stesso assetto sperimentale, con applicazione del carico variabile tra zero ed un valore massimo positivo, controllato dalla deformazione flessionale, senza inversione di segno.

In una precedente memoria [6] sono stati riportati i principali risultati delle prove di carico di tipo monotono su cinque travi. Nel seguito si illustrano i principali risultati ottenuti con le prove di tipo ciclico, su dieci travi. Scopo principale dell'investigazione è verificare se, per questo tipo di sollecitazione e per questi calcestruzzi, la resistenza e la duttilità delle travi di calcestruzzo autocompattante sono simili a quelle delle travi di calcestruzzo tradizionale vibrato.

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

2.1 Travi

Le travi oggetto della sperimentazione hanno una lunghezza di 2400 mm ed una sezione rettangolare costante di area $b \times h = 150 \times 200 \text{ mm}^2$. Esse sono armate, inferiormente, con 4 barre di acciaio da c.a. ad aderenza migliorata, 2 ϕ 10 e 2 ϕ 12 mm di diametro e superiormente con 3 barre ϕ 10 mm; la percentuale di armatura tesa risulta quindi $\rho_s = A_s/(b \times h) =$ 0.0128, con A_s l'area dell'armatura metallica tesa. La Figura 1 illustra, in dettaglio, le armature metalliche delle travi.



Figura 1 – Dimensioni e armature metalliche delle travi oggetto della sperimentazione (misure in mm)

Per ottenere un meccanismo di rottura a flessione nella zona centrale delle travi, l'armatura trasversale nelle zone laterali è stata realizzata con staffe rettangolari di diametro 8 mm disposte a passo 80 mm, mentre nella zona centrale sono state disposte staffe di 6 mm di diametro con passo 120 mm. Le staffe sono ancorate all'interno del calcestruzzo con piegature a 135° di opportuna lunghezza.

2.2 Materiali e realizzazione delle travi

Le travi, in totale 15, sono state costruite con 5 diverse miscele di calcestruzzo: le due miscele ad alta resistenza HSCB e HSCC rappresentano calcestruzzi vibrati di resistenza cilindrica nominale a compressione a 28 giorni di maturazione di 80 e 100 N/mm², le tre miscele SCCE, SCCF ed SCCG sono invece calcestruzzi autocompattanti di resistenza cilindrica pari a 80, 95 e 40 N/mm², rispettivamente. La dimensione massima degli aggregati utilizzati in questi calcestruzzi è 10 mm ad eccezione della miscela SCCG, nella quale si sono impiegati aggregati fino a 15 mm di diametro. La Tabella 1 contiene i dettagli della composizione delle differenti miscele (mix-design). Per le miscele HSCC, SCCE ed SCCF è stato utilizzato il fumo di silice e per le tutte le miscele autocompattanti è stato previsto anche un agente viscoso per ottenere la necessaria fluidità allo stato fresco.

Con ciascuna miscela di calcestruzzo sono state realizzate tre travi, indicate con le sigle T1, T2 e T3 (ad esempio HSCB-T1, HSCB-T2 e HSCB-T3 sono le travi di calcestruzzo HSCB). Le cinque travi della serie T1, oggetto della memoria [6], sono state soggette a prova monotona; le altre dieci travi, oggetto della presente memoria, a prova di carico di tipo ciclico. Per la realizzazione si sono utilizzate casseforme metalliche e maturazione in ambiente a temperatura e umidità controllate per due giorni; in seguito, rimosse le casseforme, le travi sono state soggette alle condizioni ambientali presenti nel laboratorio, fino all'età delle prove. Il copriferro netto, misurato all'esterno del bordo della staffa, è risultato di circa 20 mm per le travi SCCG e 16 mm per le altre travi.

Le proprietà meccaniche del calcestruzzo all'età delle prove, determinate come valori medi su tre provini, sono riportate nella Tabella 2. $f_{c,cyl}$ è la resistenza cilindrica a compressione (provini di 200 mm di altezza e 100 mm di diametro), $f_{c,cube}$ la resistenza cubica (provini di lato 100 mm), f_r la resistenza a trazione per flessione ed E_{cs} il modulo secante a compressione [7]. La resistenza cilindrica del calcestruzzo SCCG non è stata determinata. Nel seguito, per tale resistenza si è assunto, convenzionalmente, il valore $f_{c,cyl} = 0.83 f_{c,cube} = 40.16 \text{ N/mm}^2$.

Le proprietà meccaniche dell'acciaio sono state determinate con prove di trazione monoassiale su un minimo di tre provini per ciascun diametro utilizzato, ottenendo i valori medi riportati nella Tabella 3. Il significato dei simboli è il seguente: f_{sy} è la tensione media di snervamento, f_{su} è la tensione media di rottura e A_5 è l'allungamento percentuale medio a rottura.

Tabella 1 - Composizione e proprietà dei calcestruzzi allo stato fresco

Miscela	HSCB	HSCC	SCCE	SCCF	SCCG
Tino di comonto	Ι	Ι	Ι	Ι	II/A-LL
ripo di cemento	52.5 R	52.5 R	52.5 R	52.5 R	42.5 R
Acqua, kg/m ³	139	130	138	155	200
Cemento, kg/m ³	537	594	517	609	340
Silica-fume, kg/m ³		21	43	43	140 (filler)
Sabbia I, kg/m ³	300	292	302	278	620 (0-3 mm)
Sabbia II, kg/m ³	527	511	517	481	440 (0-12 mm)
Aggregati, kg/m ³ ($d = 0 - 5 \text{ mm}$)	207	208	215	203	
Aggregati, kg/m ³ ($d_{max} = 10 \text{ mm}$)	734	709	722	673	710 (8-15 mm)
Superplasiciz. kg/m ³	7.0	11.7	11.3	13.3	3.5
Viscofluid, kg/m ³			0.43	0.32	1.0
Slump, mm	260	280	750^*	800^*	650^{*}
Aria, %	1.2	1.0	0.3	0.3	-
A/C	0.26	0.22	0.27	0.25	0.59
A/(C+SF)	0.26	0.21	0.25	0.24	0.42
Densità, kg/m ³ (stato fresco)	2448	2466	2412	2420	-

* Prova di slump flow

Tabella 2 - Proprietà dei calcestruzzi all'età delle prove

Calcestruzzo	$f_{c,cyl}$	fc,cube	f_r	E_{cs}
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
HSCB	86.95	101.34	11.27	39971
HSCC	113.32	130.50	10.78	49810
SCCE	88.83	110.72	10.90	40351
SCCF	100.11	121.64	9.76	42654
SCCG	-	48.38	8.58	29998

	Tutte le travi	eccetto SCCG					
Diametro	f_{sy}	f_{su}	A_5				
	N/mm ²	N/mm ²	%				
<i>ф</i> 6	604.1	638.4	10.9				
<i>ø</i> 8	549.3	614.1	25.9				
$\phi 10$	519.7	619.8	25.7				
φ12	541.3	641.7	22.2				
	Travi SCCG						
Diametro	f_{sy}	f_{su}	A_5				
	N/mm ²	N/mm ²	%				
<i>ф</i> 6	642.5	657.5	10.2				
$\phi 8$	603.9	627.3	18.8				
<i>ф</i> 10	501.5	579.4	29.3				
ø 12	555.1	652.70	23.1				

Tabella 3 – Proprietà delle armature metalliche

2.3 Apparato sperimentale

La Figura 2 illustra l'apparato sperimentale utilizzato per le prove di carico. Il carico P è applicato da un attuatore idraulico MTS avente una capacità massima di 350 kN. Attraverso una trave metallica il carico è riportato sulla trave in due punti simmetrici rispetto alla mezzeria e posti a distanza di 700 mm, lunghezza della zona centrale della trave soggetta a momento flettente costante. La luce di taglio ha una lunghezza di 750 mm. Una serie di piastre di acciaio di ripartizione con interposti rulli cilindrici realizzano gli appoggi laterali e quelli intermedi.

Tre trasduttori di spostamento verticali, F1, F2 ed F3, sono stati impiegati per la misura della freccia in mezzeria e dei cedimenti degli appoggi.



Figura 3 – La trave SCCF-T2 prima della prova di carico

Un estensimetro di tipo ad "omega" è posto all'estradosso della trave, in mezzeria, per la misura della deformazione del calcestruzzo nella zona compressa (indicato con D1). Infine, la strumentazione di misura è completata da una catena di 5 deformometri (Ts1, Ts2, Ts3, Ts4 e Ts5) per monitorare la fessurazione della trave all'intradosso e per valutare la curvatura media nella zona centrale a momento flettente costante. La Figura 3 illustra la trave SCCF-T2 prima della prova di carico. Sono visibili la parte inferiore dell'attuatore, il trasduttore centrale F1, l'estensimetro ad "omega" all'estradosso e la catena di misura deformometrica all'intradosso della trave. Le prove sono state condotte controllando la velocità di avanzamento della corsa dell'attuatore; nelle prove cicliche tale velocità è stata imposta pari a circa 18 mm/min.



Figura 2 – Apparato sperimentale e strumentazione di misura (misure in mm)



Figura 4 - Storia di spostamento applicata nelle prove cicliche

La Figura 4 mostra la tipica storia di carico applicata nelle prove cicliche. La freccia della trave in mezzeria corrispondente allo snervamento dell'armatura metallica inferiore è indicata con d_y ; per ogni tipo di trave, tale valore è stato preventivamente stimato sulla base dei risultati delle prove monotone. Per ogni livello di duttilità $\mu = d/d_y$ prefissato si sono quindi applicati tre cicli di carico, senza inversione di segno, incrementando μ fino al collasso.

3. RISULTATI DELLE PROVE CICLICHE

3.1 Relazione carico – freccia

Le prove cicliche sono state condotte applicando la storia di spostamento della Figura 4, fino al raggiungimento di una freccia d in mezzeria superiore a 80 mm, essendo d l'abbassamento misurato dal trasduttore F1 depurato del cedimento degli appoggi della trave. Per tale valore dello spostamento, seppur fissato in modo convenzionale, le travi hanno manifestato un significativo stato di danneggiamento con l'espulsione del copriferro all'estradosso. Unica eccezione è rappresentata dalla prova sulla trave SCCG-T2 che è stata soggetta ad un solo ciclo di spostamento per ogni livello di duttilità prefissato.

Una tipica risposta in termini di carico P in funzione della freccia in mezzeria d è mostrata nella Figura 5 (prova HSCB-T2). Utilizzando la relazione carico – freccia è possibile definire una serie di grandezze caratteristiche del comportamento delle travi inflesse (Fig. 5): il carico di prima fessurazione P_{cr} , corrispondente alla comparsa delle prime fessure all'intradosso della trave, il carico di snervamento P_y , il carico massimo P_{max} ed il carico ultimo P_u . Nel presente studio la freccia d_y allo snervamento ed il corrispondente carico P_y sono stati determinati manualmente dal diagramma P – d della risposta della trave, lo snervamento è avvenuto, in genere, durante il 7° ciclo di carico della trave. Lo spostamento ultimo d_u è convenzionale e corrisponde al massimo valore applicato prima di arrestare la prova.

Tutte queste grandezze e le curve carico – freccia inviluppo della risposta ottenute nelle prove cicliche sono riportate nelle Tabelle 4 e 5 e nelle Figure 6 e 7 (le curve relative ai calcestruzzi autocompattanti sono rappresentate in tratteggio). In tutte le prove l'andamento tipico delle curve inviluppo presenta un primo tratto lineare fino al carico di prima fessurazione, seguito da un secondo tratto, ancora pressoché lineare, fino al punto di snervamento dell'armatura metallica tesa.



Figura 5 – Prove cicliche: definizione di alcuni valori caratteristici

Tabella 4 - Risultati delle prove cicliche

TRAVE	P_{cr}	P_{v}	P_{max}	M_{ν}	M _{ru}
	kN	kŃ	kN	kNm	kNm
HSCB-T2	26.70	98.42	103.92	36.91	33.44
HSCB-T3	25.44	100.18	108.62	37.57	33.44
HSCC-T2	24.86	92.20	99.46	34.58	34.09
HSCC-T3	23.56	93.22	97.66	34.96	34.09
SCCE-T2	21.26	99.04	105.20	37.14	33.48
SCCE-T3	16.84	96.16	103.28	36.06	33.48
SCCF-T2	23.86	94.26	104.10	35.35	33.75
SCCF-T3	24.98	97.62	105.60	36.61	33.75
SCCG-T2	11.80	85.28	96.18	31.98	31.01
SCCG-T3	14.78	85.92	95.60	32.22	31.01

Tabella 5 - Risultati delle prove cicliche

TRAVE	n _{ciclci}	$K_0 = P_y/d_y$	d_y	d_u/d_y	P_u/P_{max}
		kN/mm	mm		
HSCB-T2	37	7.46	13.2	6.2	0.85
HSCB-T3	37	7.50	13.4	6.0	0.89
HSCC-T2	37	7.32	12.6	6.4	0.81
HSCC-T3	37	7.08	13.2	6.1	0.86
SCCE-T2	36	7.77	12.7	6.4	0.79
SCCE-T3	37	7.69	12.5	6.6	0.82
SCCF-T2	36	7.09	13.3	6.3	0.76
SCCF-T3	39	8.14	12.0	7.4	0.90
SCCG-T2	9	5.65	15.1	5.3	0.83
SCCG-T3	29	6.10	14.1	5.7	0.81

Il successivo tratto di incrudimento ha termine con l'espulsione del copriferro nella zona compressa che è avvenuta in una o più fasi (generalmente una), che corrispondono a perdite di carico improvvise. Ad esempio, per la trave SCCG-T2 (Fig. 6) il copriferro è stato espulso in una sola fase, corrispondente ad una freccia di circa 50 mm.

Per le quattro miscele di calcestruzzo ad alta resistenza, sia vibrato, sia autocompattante, i carichi P_y e P_{max} sono abbastanza simili; differenze, seppur limitate, si evidenziano per il carico di prima fessurazione. Dette travi mantengono, allo stato ultimo, una capacità residua di carico pari ad almeno 0.80 P_{max} , con duttilità d_u/d_y superiore a 6. Uniche eccezioni le due travi SCCE-T2 ed SCCF-T2 con rapporti P_u/P_{max} di 0.79 e 0.76. Le due travi SCCG-T2 e SCCG-T3 hanno manifestato una duttilità massima leggermente inferiore alle altre.



Figura 6 – Prove cicliche: curve inviluppo dei cicli dell'andamento del carico P in funzione della freccia d

L'andamento delle curve inviluppo della risposta P - dadimensionalizzate rispetto al carico P_y ed allo spostamento d_y (Fig. 7) differisce per le dieci travi soltanto dopo lo snervamento ed in modo più marcato soltanto nella parte finale in cui inizia il danneggiamento nella zona compressa all'estradosso. Dalla Tabella 4 si osserva che il momento flettente sperimentale allo snervamento M_y è molto vicino al momento resistente ultimo teorico M_{ru} , determinato applicando l'Eurocodice 2 [8] con le resistenze effettive dei materiali ed utilizzando, per il calcestruzzo, la legge parabolarettangolo e, per l'acciaio, il legame elastico perfettamente plastico con soglia di snervamento f_{sy} .

Il comportamento ciclico delle travi inflesse può essere valutato, globalmente, in termini di perdita di rigidezza secante delle travi e di energia dissipata per isteresi. La rigidezza secante nell'origine al ciclo i-esimo K_i è definita come il rapporto P_i/d_i , essendo P_i il carico raggiunto nel ciclo i-esimo in corrispondenza dell'inversione di segno dello spostamento e d_i lo spostamento stesso (Fig. 5). L'energia cumulativa dissipata per isteresi E_h è fornita dall'area racchiusa dalla curva P - d e si accresce col numero di cicli. Queste grandezze sono riportate nelle Figure 8 e 9 (travi T2) in funzione della duttilità $\mu = d/d_y$. L'energia cumulativa E_h è adimensionalizzata rispetto al valore E_{hEPP} dissipato da un oscillatore elastico perfettamente plastico in un solo semiciclo, di duttilità uguale alla massima della prova ciclica.



Figura 7 – Prove cicliche: curve inviluppo dei cicli dell'andamento del carico P in funzione della freccia d adimensionalizzati rispetto a P_y e a d_y.



Figura 8 – Prove cicliche: decadimento della rigidezza secante K_i in funzione della duttilità $\mu = d/d_y$

Si osserva, sia per la rigidezza, sia per l'energia, un comportamento sostanzialmente equivalente tra le travi di calcestruzzo tradizionale vibrato e quelle di calcestruzzo autocompattante. Analogo risultato è stato ottenuto per le travi della serie T3, provate con lo stesso programma.



Figura 9 – Prove cicliche: energia cumulativa dissipata per isteresi in funzione della duttilità $\mu = d/d_v$

3.2 Deformazioni e curvature

La misura della deformazione del calcestruzzo compresso all'estradosso ε_c è stata ottenuta fino all'inizio della fase di espulsione del copriferro, in corrispondenza della quale lo strumento D1 cessa di funzionare. La deformazione all'intradosso nella zona centrale della trave a momento costante ε_t è stata ottenuta come il valore "medio" delle deformazioni misurate dai 5 strumenti della catena di misura. Trattasi quindi di un valore equivalente, che comprende sia le zone di calcestruzzo non fessurato, sia il contributo delle fessure stesse. Con tali misure è possibile ottenere la curvatura "media" χ della trave nella zona centrale a momento costante con la seguente relazione:

$$\chi = \frac{|\varepsilon_c| + \varepsilon_t}{h} \tag{1}$$

in cui h è l'altezza totale della trave.

Un tipico confronto dell'andamento delle deformazioni in funzione del tempo è mostrato nella Figura 10 per le travi HSCB-T3 e SCCE-T3. Prima dello snervamento gli andamenti sono praticamente coincidenti; nella seconda parte delle prove, fino allo spalling del calcestruzzo, le differenze sono comunque molto contenute. Questo risultato evidenzia che il comportamento deformativo della trave di calcestruzzo autocompattante è sostanzialmente coincidente con quello della trave di calcestruzzo vibrato.

Un quadro più completo dei risultati è contenuto nella Tabella 6 in cui ε_{cu} è la misura della deformazione di compressione corrispondente all'espulsione del copriferro, χ_y la curvatura allo snervamento, χ_{crush} la curvatura corrispondente a $\varepsilon_{cu} \in \mu_s$ la duttilità sezionale "media" della sezione inflessa definita da:

$$\mu_{s} = \frac{\chi_{crush}}{\chi_{v}}$$
(2)

La deformazione ultima del calcestruzzo compresso è sempre superiore a 0.0035 confermando che tale valore è comunque cautelativo per la valutazione della duttilità sezionale, sia per i calcestruzzi ad alta resistenza, sia per quelli autocompattanti.



Figura 10 – Prove cicliche: deformazioni all'estradosso (ε_c) e all'intradosso (ε_t) nelle travi HSCB-T3 e SCCE-T3

Tabella 6 – Risultati delle prove cicliche

IRAVE	\mathcal{E}_{cu}	χ_y	χ_{crush}	μ_s
	$\times 10^3$	1/mm	1/mm	
HSCB-T2	3.8	2.60×10^{-5}	1.39×10^{-4}	5.35
HSCB-T3	5.2	2.81×10^{-5}	1.75×10^{-4}	6.22
HSCC-T2	3.8	2.71×10^{-5}	1.03×10^{-4}	3.80
HSCC-T3	4.0	2.92×10^{-5}	1.34×10^{-4}	4.60
SCCE-T2	6.0	3.39×10^{-5}	2.26×10^{-4}	6.65
SCCE-T3	5.9	2.56×10^{-5}	1.61×10^{-4}	6.31
SCCF-T2 *	5.7	3.01×10^{-5}	1.89×10^{-4}	6.27
SCCF-T3 *	6.7	2.58×10^{-5}	1.87×10^{-4}	7.24
SCCG-T2	6.8	3.03×10^{-5}	1.45×10^{-4}	4.77
SCCG-T3	5.2	3.00×10^{-5}	1.47×10^{-4}	4.88

(*) ε_{cu} , χ_{crush} , μ_s = valori massimi misurati

Le duttilità sezionali μ_s sono comprese tra 3.80 e 7.24 e risultano abbastanza variabili a causa della variabilità della misura della curvatura ultima. Non si rileva, comunque, un andamento dei valori che differenzi in modo netto i calcestruzzi vibrati da quelli autocompattanti. Si osserva che i valori più bassi della duttilità sono stati misurati per le travi di calcestruzzo SCCG ed HSCC, tutti inferiori a 5, a differenza delle altre travi.

3.3 Danneggiamento e quadri fessurativi

Le Figure 11 e 12 mostrano le immagini della zona centrale delle travi alla fine delle prove. Per maggiore chiarezza le fessure più importanti sono state evidenziate a tratto nero indipendentemente dalla loro ampiezza; la spaziatura dei riferimenti verticali segnati sulle travi è di 100 mm.

I quadri fessurativi allo stato limite ultimo sono abbastanza simili per tutte le travi, con un numero di fessure variabile tra 8 e 13, spaziate mediamente di 70 – 90 mm. In alcuni casi, come per le travi HSCB-T2, HSCC-T3 ed SCCE-T3 si nota una maggiore concentrazione del danno con lo spalling che interessa una zona della trave più vicina all'appoggio destro e non situata nella zona centrale, come per le altre travi. Come già rilevato per le prove monotone [6], le differenze appaiono più imputabili alla resistenza del calcestruzzo che alla proprietà di autocompattabilità.



HSCB-T2



HSCC-T2



SCCE-T2



SCCF-T2



Figura 11 – Zona centrale delle travi dopo le prove cicliche della serie T2 (per chiarezza sono state evidenziate le principali fessure)

Le differenze più evidenti nell'evoluzione dei quadri fessurativi sono state rilevate tra le travi della serie SCCG e quelle della serie HSCC. Nel primo caso si sono ottenute, fin dalle prime fasi della prova, numerose fessure diffuse in tutta la zona a momento costante, con spaziatura media di circa 90 mm, fessure che, nello stato ultimo, hanno raggiunto l'ampiezza di qualche mm. Nel secondo caso, prima dello snervamento sono comparse soltanto una o due fessure e, anche successivamente, il quadro fessurativo prevalente è rimasto concentrato in una zona di lunghezza di circa 50 cm a destra della sezione di mezzeria. Anche l'ampiezza delle fessure più evidenti è rimasta limitata.



HSCB-T3



HSCC-T3



SCCE-T3



SCCF-T3



Figura 12 – Zona centrale delle travi dopo le prove cicliche della serie T3 (per chiarezza sono state evidenziate le principali fessure)

Quadri fessurativi intermedi si sono osservati per le altre sei travi, confermando, nella sostanza, una maggiore fragilità e concentrazione del danno per i calcestruzzi ad alta resistenza.

4. CONCLUSIONI

I risultati della campagna sperimentale su quindici travi di calcestruzzo ad alta resistenza ed autocompattante, relativi alle dieci prove di tipo ciclico, hanno evidenziato che, sia la resistenza ultima, sia la duttilità di travi inflesse di calcestruzzo SCC sono sostanzialmente coincidenti con le stesse proprietà meccaniche delle travi di calcestruzzo vibrato, a parità di resistenza del conglomerato. Questa conclusione è basata sui valori del carico di snervamento, del carico massimo, delle deformazioni ai due lembi estremi della sezione della trave inflessa e, quindi, della curvatura media. Anche il decadimento della rigidezza secante e l'energia dissipata durante la risposta ciclica sono risultati molto simili.

Alcune differenze sono state osservate in termini di quadri fessurativi e di danneggiamento; si è tuttavia chiaramente rilevato che esse sono imputabili alla diversa resistenza a compressione del calcestruzzo e non alla proprietà di autocompattabilità.

Le prove cicliche, nella sostanza, confermano quanto già ottenuto con le prove monotone sulle prime cinque travi oggetto della sperimentazione [6]. Il risultato deve essere anche ragionevolmente interpretato considerando che le travi soggette a prova di carico sono "debolmente armate" ed hanno quindi un comportamento flessionale prevalentemente influenzato dalla capacità dell'acciaio.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato svolto con il contributo finanziario del Ministero per l'Università e la Ricerca (Mi.U.R.) (PRIN/2006). Gli autori ringraziano la MAPEI S.p.A. di Milano, la RDB Centro S.p.A. di Stabbia (FI) e la Larco Astori S.p.A. di Carvico (BG) per la progettazione del mix-design dei calcestruzzi e la realizzazione delle travi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ACI COMMITTEE 237 (2003) Emerging Technology Series on Self-Consolidating Concrete, *American Concrete Institute*, Farmington Hills, MI, USA.
- [2] EFNARC (2002) Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete, *European Federation of National Trade Associations*, Surrey, UK.
- [3] ANGOTTI, F., GALANO, L., GIORDANO, S., VIGNOLI, A. (2005) - Assessment of structural

performance of SCC and HSC little-size slender columns via experimental tests, *Proceedings of 1st International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete, SCC'2005, - China,* Changsha, Hunan, China, 26-28 May, 2005, Ed. Zhiwu Yu, Caijun Shi, Kamal Henri Khayat and Youjun Xie, RILEM Publication s.a.r.l. PRO 42, ISBN 2-912143-61-6, Supplement paper, 1-10.

- [4] ANGOTTI, F., GALANO, L., MAIO, M., VIGNOLI, A. (2006) - Fatigue Behaviour of Self-Compacting Concrete under Uniaxial Compression Cyclic Loading, *Proceedings of the 2nd International FIB Congress* (*Fédération Internationale du Béton*), Naples, Italy, 5-8 June, 2006, Electronic publication on CD-Rom, paper ID 13-23, Editorial coordination doppiavoce.
- [5] ANGOTTI, F., GALANO, L., MAIO, M., VIGNOLI, A. (2006) - Structural Behaviour of HSC and SCC Slender Columns: Experimental Tests and Comparison with Simplified Design Methods, *Proceedings of the 2nd International FIB Congress (Fédération Internationale du Béton)*, Naples, Italy, 5-8 June, 2006, Electronic publication on CD-Rom, paper ID 13-45, Editorial coordination doppiavoce.
- [6] ANGOTTI, F., GALANO L., VIGNOLI, A. (2007) -Resistenza e duttilità di travi inflesse di calcestruzzo ad alta resistenza ed autocompattante, Atti delle 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, 4-6 Ottobre, 2007, Stampa A4Z S.r.l., Roma, pp. 3-8.
- [7] UNI 6556 (1976) Prove sui calcestruzzi. Determinazione del modulo elastico secante a compressione.
- [8] UNI-EN 1992-1-1 (2005) Progettazione delle strutture di calcestruzzo armato - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici, November 2005.

PUNZONAMENTO, MODELLAZIONE E SPERIMENTAZIONE: CONSIDERAZIONI CRITICHE

Franco Angotti, Maurizio Orlando

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICeA), Università di Firenze

SOMMARIO

La letteratura scientifica riporta diversi modelli per la verifica a punzonamento di piastre o fondazioni in c.a., ma in mancanza di una formulazione analitica definitiva, nelle Normative tecniche internazionali, compreso l'Eurocodice 2, sono proposte formule di verifica di natura prettamente sperimentale. Attraverso la scelta di appropriati parametri si cerca di tenere conto dei fatti sperimentali, quali effetto scala, riduzione delle trazioni nel calcestruzzo sulla superficie di rottura al momento dello snervamento delle armature trasversali, variazione della tensione nelle armature trasversali in funzione delle condizioni di ancoraggio. Tuttavia la scelta dei parametri non appare sempre soddisfacente, dando origine in alcuni casi a stime poco approssimate della resistenza a punzonamento.

SUMMARY

The scientific literature contains different models to check reinforced concrete plates and foundations against punching, but till today there is not a definite analytical formulation, so that International Codes, including Eurocode 2, use formulations whose origin is mainly experimental. Through the choice of appropriate parameters, Codes take into consideration experimental evidences, like the size effect, the reduction of tensile stresses on the concrete over the collapse surface when transversal reinforcements yield, dependence of stresses in transversal reinforcements upon the anchorage conditions and so on. Anyway the choice of the parameters is not always satisfactory and in some case they can provide poor approximations of the punching strength.

1. INTRODUZIONE

Il punzonamento rappresenta un meccanismo di rottura tipico di piastre o fondazioni in calcestruzzo armato di spessore ridotto in presenza di carichi concentrati di elevata intensità e/o aventi un'impronta di carico ridotta. In letteratura esistono diversi modelli per la schematizzazione del meccanismo di rottura: modelli basati sulla teoria della plasticità, modelli tirante-puntone, modelli basati sulla meccanica della frattura [1]; tuttavia ad oggi non è ancora disponibile una formulazione analitica definitiva e le formule proposte nelle varie normative internazionali, compreso l'Eurocodice 2 [2], hanno natura prettamente sperimentale.

In questo lavoro si ripercorrono i principali passi per la verifica a punzonamento di elementi con o senza armature trasversali, secondo quanto indicato nell'Eurocodice 2, mettendo in evidenza le criticità nell'applicazione delle stesse ed alcune incongruenze con i dati di letteratura.

2. MECCANISMO DI PUNZONAMENTO

La rottura a punzonamento di una piastra o fondazione di c.a. è caratterizzata dalla formazione di fessure inclinate a partire dal perimetro del pilastro, che definiscono una superficie di rottura tronco-conica (Fig. 1). Il meccanismo di rottura è di tipo fragile e l'armatura a flessione può rimanere in campo elastico anche fino a rottura.

In una prova sperimentale di una piastra su un pilastro a

sezione circolare, al crescere del carico sono facilmente individuabili le seguenti fasi [3]:

- 1. la piastra si deforma elasticamente senza fessurarsi,
- sulla faccia superiore della piastra, nelle immediate vicinanze del pilastro, si aprono alcune fessure tangenziali seguite da fessure radiali prodotte dai momenti flettenti circonferenziali; queste ultime individuano sulla piastra una serie di settori circolari,
- si aprono nuove fessure circonferenziali ad una maggiore distanza dal pilastro, mentre in prossimità del pilastro i valori dei momenti flettenti e delle curvature radiali rimangono pressappoco costanti,
- si formano infine fessure interne che delimitano una superficie tronco-conica di separazione del pilastro dalla piastra.



Figura 1 – Sezione schematica della superficie di punzonamento [3]

Raggiunto un valore limite superiore del carico, non si registra la formazione di ulteriori fessure, ma solo l'apertura di quelle esistenti, fino alla rottura della piastra, che si verifica in modo improvviso per normali quantitativi di armatura flessionale. Dopo la rottura sulla superficie superiore è visibile una grande fessura circonferenziale, che ha un raggio maggiore di quello della superficie di punzonamento, a seguito dello snervamento e della deformazione plastica delle armature superiori tese.

2.1 Contributi alla resistenza a punzonamento

In tutti i modelli proposti in letteratura il trasferimento del carico avviene mediante un modello tirante-puntone. Questo modello si estende a partire dal punto di applicazione del carico fino alla regione di piastra interessata dalla formazione della superficie di punzonamento. In alcuni modelli il traliccio tirante-puntone viene poi esteso anche all'interno di questa zona, mediante un tirante di calcestruzzo (Fig. 2). Il carico ultimo si ottiene proiettando in direzione verticale la risultante delle tensioni di trazione agenti sulla superficie di punzonamento. Alle trazioni nel tirante di calcestruzzo si sommano i contributi forniti dalle armature che attraversano la superficie di punzonamento: armature flessionali, eventuali armature trasversali ed armature da precompressione.



Figura 2 – Modello di Menetrey [1]

Le armature flessionali che attraversano la potenziale superficie di punzonamento contribuiscono al meccanismo di trasferimento del taglio per effetto bietta, ossia con le stesse modalità che si registrano nel trasferimento del taglio attraverso le fessure flessionali delle travi. Prove sperimentali hanno evidenziato come nelle piastre con armature ortogonali l'effetto bietta fornisce fino al 34 % della capacità resistente a punzonamento [1]. La capacità resistente a punzonamento è notevolmente influenzata dalla percentuale geometrica di armatura flessionale. I diagrammi carico-spostamento di prove eseguite su piastre con diversa percentuale ρ di armatura evidenziano, dopo un primo tratto elastico lineare uguale per tutte le piastre, un aumento della resistenza al crescere di ρ , mentre lo spostamento ultimo diminuisce.

Peraltro al variare della percentuale geometrica di armatura flessionale varia anche la geometria del modello resistente (Fig. 3). Per basse percentuali di armatura si registrano compressioni molto elevate tra le file adiacenti di armature trasversali ed il meccanismo resistente può essere schematizzato in modo appropriato con un modello tirante-puntone dove i puntoni sono compresi tra le file adiacenti di armature ed i tiranti sono costituiti dalle armature trasversali. Per valori elevati della percentuale di armatura flessionale si ha invece la formazione di campi di compressione, che si estendono dal carico e dall'estremo superiore di ogni fila di armature fino alla faccia del pilastro. Quest'ultimo modello è inoltre confermato dai valori molto elevati delle tensioni di trazione nelle armature flessionali.

Nelle piastre dotate di armature trasversali queste contribuiscono alla resistenza a taglio-punzonamento attraverso un'azione di cucitura delle superfici di fessurazione, in modo simile alle armature a taglio delle travi.



Figura 3 - Modelli a puntoni e tiranti per piastre con bassa (sopra) ed alta (sotto) percentuale di armatura flessionale [1]

La resistenza a punzonamento varia al variare della distanza della prima fila di armature trasversali dal perimetro del pilastro: la resistenza è massima per una distanza di 0,8d (d = altezza utile della piastra), che corrisponde ad un'inclinazione del puntone di circa 45°, mentre se l'angolo con l'orizzontale è maggiore di 45°, la prima fila di armature presenta inferiormente una minore lunghezza di ancoraggio, a cui rimane associata una resistenza più piccola.

La componente verticale della forza di precompressione di eventuali cavi inclinati rappresenta infine un ulteriore contributo alla resistenza a punzonamento di una piastra. Le armature aderenti forniscono anche un effetto bietta e quindi la percentuale di quelle che attraversano il cono di rottura può essere aggiunta alla percentuale di armatura flessionale ordinaria.

2.2 Effetto scala

La rottura a punzonamento è caratterizzata da un effetto scala, come evidenziato dalle prove sperimentali: la resistenza unitaria a punzonamento diminuisce al crescere dello spessore della piastra. Inoltre la resistenza unitaria diminuisce anche al crescere della distanza della superficie critica dalla colonna.

Ad esempio nelle piastre dotate di armature trasversali, la resistenza unitaria relativa a perimetri critici posti al di là dell'ultima fila di armature risulta inferiore a quella relativa a perimetri critici più vicini al pilastro, come nelle rotture di piastre non armate. La EN1992-1-1 tiene conto solo della variazione di resistenza con lo spessore dell'elemento strutturale (§ 4.2).

3. LA VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO LA EN1992-1-1

Di seguito si richiamano per comodità le principali espressioni per la verifica a punzonamento della EN1992-1-1, in modo da rendere il testo autocontenuto, cercando di spiegarne la genesi ed il significato delle principali grandezze coinvolte.

Secondo la EN1992-1-1 la verifica di un elemento strutturale nei confronti della rottura a punzonamento si esegue con riferimento ad un perimetro critico convenzionale lungo il quale si distribuisce la resistenza.

Questo perimetro è denominato perimetro di verifica di base e viene indicato con u_1 . Per le piastre esso si colloca a distanza 2d dal contorno del pilastro o zona caricata (Fig. 4), mentre per le fondazioni si trova ad una distanza $a \le 2d$ da determinare caso per caso.



Figura 4 - Perimetro di verifica di base u₁ secondo EC2 [2] per una colonna a sezione circolare su una piastra (u₀ è il perimetro della colonna)

La superficie di verifica, o superficie critica, è data dalla superficie laterale del cilindro la cui circonferenza di base coincide con il perimetro u_1 e la cui altezza è uguale all'altezza utile d della piastra; quest'ultima è la media delle altezze utili relative alle armature poste nelle due direzioni ortogonali.

Oltre alla verifica lungo il perimetro critico u_1 , occorre eseguire un'ulteriore verifica in adiacenza al pilastro o alla zona caricata, ossia lungo il perimetro u_0 del pilastro o della zona caricata, dove l'azione sollecitante non deve superare un valore limite legato alla resistenza a compressione del calcestruzzo.

3.1 Verifica lungo il perimetro u₀

La verifica a taglio-punzonamento di una piastra o di una fondazione, sia essa priva o dotata di armature a tagliopunzonamento, richiede in ogni caso il soddisfacimento della condizione:

$$v_{Ed} \le v_{Rd,max},$$
 (1)

dove:

 $v_{Ed} = \beta V_{Ed} / (u_0 d) \ (\beta \ge 1 \text{ tiene conto della eventuale eccentricità della reazione del pilastro, vedi § 3.3),$

 $v_{Rd,max} = 0.5 \text{ v} f_{cd} = 0.25 f_{cd} \text{ con } v$ parametro dipendente dalla classe di resistenza del calcestruzzo e f_{cd} resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo.

Qualora questa verifica non sia soddisfatta occorre aumentare le dimensioni del pilastro o della zona caricata, aumentare lo spessore della piastra, inserire un capitello in testa al pilastro, che equivale ad aumentare lo spessore della piastra in adiacenza al pilastro stesso, oppure adottare una classe di resistenza più alta per il calcestruzzo.

La verifica del calcestruzzo sul contorno del pilastro non è suffragata da sufficienti dati sperimentali, che sono per la maggior parte relativi a rotture per punzonamento lontano dal pilastro, e peraltro il coefficiente β è valutato con riferimento alla tensione tangenziale media su un perimetro diverso da quello del pilastro (vedi § 3.3 e 4.1).

3.2 Verifica lungo il perimetro critico u₁

La verifica di resistenza a taglio-punzonamento lungo il perimetro critico u_1 è espressa da:

 $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ in assenza di armature trasversali,

 $v_{Ed} \le v_{Rd,cs}$ in presenza di armature trasversali,

dove v_{Ed} è la tensione di progetto, $v_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio punzonamento in assenza di armature trasversali, $v_{Rd,cs}$ è la resistenza a taglio punzonamento in presenza di armature trasversali.

Secondo la EN1992-1-1 il valore di progetto della tensione di punzonamento v_{Ed} lungo il perimetro di verifica u_1 si calco-la con la seguente formula:

$$\mathbf{v}_{\rm Ed} = \beta \, \mathbf{V}_{\rm Ed} \,/ \, (\mathbf{u}_1 \, \mathbf{d}) \tag{2}$$

dove:

 β = 1 per reazione del pilastro (o carico per le zone direttamente caricate) centrata rispetto al perimetro di verifica,

 $\beta > 1$ per reazione del pilastro (o carico per le zone direttamente caricate) eccentrica rispetto al perimetro di verifica, V_{Ed} è il valore di progetto del taglio,

 u_1 è il perimetro critico posto a distanza 2d per le piastre ed a distanza $a \le 2d$ per le fondazioni.

In assenza di tensioni normali sul calcestruzzo della sezione critica, la resistenza a punzonamento di piastre prive di armature a taglio è invece data dalla seguente espressione:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \ge v_{min}$$
 (3)

dove: $C_{Rd,c}$ è pari a 0,18/ γ_C , dove $\gamma_C = 1,5$ per carichi persistenti e transitori e $\gamma_C = 1,2$ per carichi eccezionali;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2,0$$
 è un fattore di scala;

 $\rho_{1}=\sqrt{\rho_{1y}\,\rho_{1z}}\leq0,02\,$ è la percentuale geometrica di armatu-

ra tesa aderente (comprensiva sia dell'armatura ordinaria sia delle eventuali armature pretese aderenti), calcolata come media geometrica delle percentuali di armatura tesa nelle due direzioni della piastra;

 v_{min} è un valore minimo di resistenza funzione del coefficiente k e della resistenza caratteristica del calcestruzzo; v_{min} è stato

introdotto perché la formula dell'EC2 fornisca valori approssimati per piastre dotate di una percentuale ridotta di armature flessionali, come le piastre precompresse.

Se si procede ad un confronto tra la resistenza sul contorno del pilastro e quella sul perimetro critico, è possibile determinare i valori dell'altezza utile d per i quali la prima è maggiore o minore della seconda. In particolare la verifica lungo il perimetro critico risulta più onerosa di quella lungo il perimetro u_0 del pilastro, o area caricata, se:

$$\max(\mathbf{v}_{\mathrm{Rd},\mathrm{c}}) \cdot \mathbf{u}_1 \cdot \mathbf{d} \le \mathbf{v}_{\mathrm{Rd},\mathrm{max}} \cdot \mathbf{u}_0 \cdot \mathbf{d}. \tag{4}$$

Pertanto se si assegnano la classe di resistenza del calcestruzzo, le dimensioni della sezione trasversale del pilastro e la percentuale geometrica di armature flessionali, l'espressione (4) consente di determinare un valore limite d_{lim} dell'altezza utile al di sotto del quale la verifica lungo u₁ è più gravosa di quella lungo u₀, mentre per valori d > d_{lim} la verifica più gravosa risulta quella sul contorno del pilastro.

3.3 Coefficiente β per carichi eccentrici

EC2 tiene conto della presenza di una eccentricità della reazione del pilastro ossia di un momento tra piastra e pilastro M_{Ed} , attraverso un coefficiente $\beta \ge 1$ di amplificazione della tensione tangenziale media lungo il perimetro critico u_1 :

$$\mathbf{v}_{\mathrm{Ed}} = \beta \, \mathbf{V}_{\mathrm{Ed}} \,/ \, (\mathbf{u}_1 \, \mathbf{d}). \tag{2}$$

Il momento da considerare per ciascuna delle due direzioni y e z della piastra o fondazione ($M_{Ed,y} e M_{Ed,z}$) è dato dalla somma dei momenti nelle sezioni di estremità dei pilastri superiore ed inferiore.

La tensione prodotta da M_{Ed} viene calcolata con riferimento ad una distribuzione di tipo "uniforme" (completa plasticizzazione) di sforzi tangenziali unitari ($v_{Ed(M)}=1$) sulla superficie critica.

Per strutture la cui stabilità laterale non dipende dal funzionamento a telaio del complesso piastra - pilastri e se le luci adiacenti non differiscono in lunghezza più del 25 % si possono utilizzare valori approssimati di β (Fig. 5).



Figura 5 – Valori approssimati di β [2]

Il coefficiente β viene utilizzato sia per la verifica lungo il perimetro u₁ sia per quella sul perimetro u₀; questo fatto rappresenta una delle criticità discusse più avanti al § 4.

3.4 Resistenza a punzonamento in presenza di armature trasversali

La resistenza unitaria a punzonamento $v_{Rd,cs}$ di piastre provviste di armatura trasversale è data dalla somma di due termini:

$$\mathbf{v}_{\mathrm{Rd,cs}} = \mathbf{v}'_{\mathrm{Rd,cs}} + \mathbf{v}''_{\mathrm{Rd,cs}},\tag{5}$$

dove $v'_{Rd,cs}$ rappresenta il contributo del calcestruzzo e $v''_{Rd,cs}$ quello dell'acciaio.

A causa dello spostamento verticale del cono di punzonamento, nel momento in cui l'acciaio attinge la sua resistenza di snervamento, la risultante delle trazioni nel calcestruzzo sulla superficie di punzonamento ha un valore ridotto rispetto a quello in assenza di armature trasversali. In letteratura esistono due diversi approcci per tenere conto di questo aspetto [1]: alcuni ricercatori propongono di ridurre il contributo dell'armatura trasversale attraverso l'adozione di fattori di efficienza compresi tra 0,8 e 0,25, altri propongono di ridurre il contributo del calcestruzzo del 20–40 %, ossia di utilizzare fattori di efficienza compresi tra 0,6 e 0,8. Nella EN 1992-1-1 è stata ripresa la formulazione del Model Code '90 [4], che adotta un fattore di efficienza di 0,75 per la resistenza del calcestruzzo in assenza di armature trasversali.

Un altro aspetto è rappresentato dal fatto che non si può fare affidamento sulla completa resistenza delle armature trasversali perché è difficile ancorare adeguatamente le armature su entrambi i lati di una fessura critica da punzonamento, cosicché le armature trasversali non risultano snervate quando il contributo del calcestruzzo raggiunge il suo valore massimo. Per tenere conto di questo aspetto la tensione effettiva delle armature da punzonamento è espressa come funzione lineare crescente con l'altezza utile d, limitata superiormente dal valore della resistenza di snervamento dell'acciaio.

Nel caso di piastre provviste di armature a punzonamento, la resistenza a taglio-punzonamento si può quindi esprimere come somma di due termini, il primo dei quali tiene conto del contributo del calcestruzzo – ridotto del 25 % rispetto a quello della stessa piastra priva di armature a punzonamento - ed il secondo delle armature trasversali:

$$v_{Rd,cs} = 0.75 v_{Rd,c} + 1.5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha$$
 (6)

dove:

A_{sw} è l'area di armatura a punzonamento disposta su un perimetro intorno al pilastro,

 s_r è il passo radiale dell'armatura di punzonamento (ossia la distanza tra due perimetri consecutivi),

 $f_{ywd,ef}$ = 250 + 0,25 d $\leq f_{ywd}$ [N/mm²] è la resistenza di progetto efficace dell'armatura a punzonamento; il valore di progetto della tensione nell'acciaio viene fatta dipendere dall'altezza utile della piastra per tenere conto dell'efficacia dell'ancoraggio, che è tanto maggiore quanto maggiore è l'altezza utile d;

d è la media delle altezze utili nelle due direzioni ortogonali [mm],

 α è l'angolo compreso tra l'armatura a punzonamento ed il piano della piastra.

3.4.1 Area massima di armatura trasversale

È utile porre l'attenzione sul fatto che esiste un quantitativo massimo di armature trasversali al di sopra del quale la resistenza a punzonamento di piastre o fondazioni armate non aumenta, perché il collasso si verifica sul contorno del pilastro oppure al di fuori della zona dotata di armature trasversali.

Quando una piastra o una fondazione è dotata di armature a punzonamento, la verifica di resistenza è soddisfatta se sono rispettate tutte e tre le seguenti condizioni:

In modo equivalente, queste tre condizioni possono essere conglobate nella seguente espressione:

$$V_{Ed} \le \min(V_{Rd,cs}; V_{Rd,max}; V_{Rd,c,out}),$$
(7)

ossia la rottura a punzonamento si manifesta quando l'ente sollecitante uguaglia il più piccolo dei tre enti resistenti.

Se da una parte al crescere della quantità di armature trasversali, la resistenza a punzonamento $V_{Rd,c}$ aumenta, dall'altra esiste un valore massimo $A_{sw,max}$ al di sopra del quale pur continuando ad aumentare $V_{Rd,c}$, la resistenza a punzonamento non aumenta più, perché $V_{Rd,max} \leq V_{Rd,cs}$ oppure $V_{Rd,c,out} \leq V_{Rd,cs}$. Nel primo caso il problema è governato dalla resistenza a compressione del calcestruzzo sul perimetro del pilastro e nel secondo dalla rottura al di fuori della zona caricata.

Assegnata una disposizione delle armature trasversali, si può pertanto determinare il quantitativo massimo di armatura trasversale efficace imponendo la seguente condizione:

$$V_{Rd,cs} \le \min(V_{Rd,max}; V_{Rd,c,out}), \tag{8}$$

dove:

$$V_{Rd,cs} = 0.75 v_{Rd,c} u_1 d + 1.5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} \sin \alpha$$
 (9a)

$$V_{Rd,max} = 0.25 f_{cd} u_0 d$$
, (9b)

$$V_{\text{Rd.c.out}} = v_{\text{Rd.c}} u_{\text{out}} d .$$
(9c)

Il quantitativo massimo di armatura A_{sw} di ogni fila, compatibile con la condizione $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$, si ottiene uguagliando $V_{Rd,cs}$ e $V_{Rd,max}$:

$$A_{sw} = \frac{0.25 f_{cd} u_0 d - 0.75 v_{Rd,c} u_1 d}{1.5 (d/s_r) f_{vwd,ef} sin\alpha}.$$
 (10)

Il quantitativo massimo di armatura A_{sw} di ogni fila, compatibile con la condizione $V_{Ed} \leq V_{Rd,c,out}$ si ottiene invece u-guagliando $V_{Rd,cs}$ e $V_{Rd,c,out}$:

$$A_{sw} = \frac{v_{Rd,c} (u_{out} d - 0.75 u_1 d)}{1.5 (d/s_r) f_{vwd,ef} sin \alpha}.$$
 (11)

Pertanto il quantitativo massimo di armatura compatibile con entrambe le condizioni sarà dato dal più piccolo dei due valori calcolati sopra:

$$A_{sw,max} = min \begin{bmatrix} \frac{0.25 f_{cd} u_0 d - 0.75 v_{Rd,c} u_1 d}{1.5 (d/s_r) f_{ywd,ef} sin \alpha} \\ \frac{v_{Rd,c} (u_{out} d - 0.75 u_1 d)}{1.5 (d/s_r) f_{ywd,ef} sin \alpha} \end{bmatrix}$$
(12)

3.5 Fondazioni

Nelle fondazioni il perimetro di verifica di base non è noto a priori: esso è posto ad una distanza a dal contorno del pilastro non superiore a 2 volte l'altezza utile e la sua posizione va ricercata per tentativi, come anche indicato nel MC'90 [4].

Le ragioni della diversa posizione e lunghezza del perimetro critico rispetto al caso delle piastre vanno ricercate innanzitutto nella diversa snellezza delle fondazioni rispetto alle piastre. I modelli di calcolo della resistenza a tagliopunzonamento delle piastre sono basate sui risultati di prove sperimentali eseguite su piastre relativamente snelle con rapporti tra la luce di taglio e l'altezza utile l_V/d superiori a $3 \div 4$. Le fondazioni sono generalmente caratterizzate da un valore più basso di questo rapporto. Inoltre la pressione verticale di contatto del terreno modifica l'inclinazione del cono di punzonamento, che risulta maggiore che nelle piastre.

La distanza a \leq 2d del perimetro di verifica dal pilastro viene ricercata per tentativi con il seguente procedimento: ad ogni valore di a corrisponde una diversa inclinazione della superficie di rottura e quindi un diverso valore sia della tensione tangenziale di progetto sia della resistenza unitaria a punzonamento. Si fanno vari tentativi fino ad individuare il perimetro per il quale è massimo il rapporto tra il valore di progetto della tensione di punzonamento e la resistenza unitaria al punzonamento. Questo è il perimetro di verifica critico u.

Nel caso di sforzo normale centrato, la forza tagliante è fornita dall'espressione:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$
(13)

dove:

 V_{Ed} è la forza tagliante applicata (uguale allo sforzo normale trasmesso dal pilastro),

 ΔV_{Ed} è la forza netta rivolta verso l'alto all'interno del perimetro di verifica considerato; questa forza è pari alla risultante della pressione di contatto del terreno depurata dal peso proprio della fondazione.

Il valore di progetto della tensione di punzonamento è data da:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud}, \qquad (14)$$

mentre la resistenza a punzonamento è data dalla seguente espressione:

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} \ge v_{min} \frac{2d}{a},$$
 (15)

dove:

a è la distanza del perimetro di verifica considerato dal contorno del pilastro;

C_{Rd,c}, k, v_{min} sono definiti sopra.

Per carico eccentrico la tensione di punzonamento di progetto si ottiene in modo analogo al caso delle piastre e nel caso in cui sia necessario adottare armature trasversali, la resistenza unitaria si calcola con la stessa espressione delle piastre.

In generale la distanza del perimetro critico dal pilastro varia al variare dei rapporti c/d e b/d, dove c è il lato della sezione trasversale del pilastro e b il lato della base del plinto, fermi restando i valori di $f_{ck} e \rho_l$.

La EN1992-1-1 non fornisce tuttavia nessuna indicazione sul progetto delle armature trasversali nelle fondazioni, come evidenziato più avanti nel § 4.3.

4. CRITICITA' NELLA FORMULAZIONE EC2

In questo paragrafo si evidenziano alcune criticità emerse nell'applicazione delle formule della EN1992-1-1 relative alla verifica a punzonamento. In particolare le criticità riguardano:

- il fatto che il coefficiente β utilizzato nella verifica sul perimetro u₀ sia lo stesso utilizzato per la verifica lungo il perimetro critico u₁,
- la calibrazione dei parametri per tenere conto dell'effetto scala,
- la mancanza di indicazioni circa il progetto delle armature trasversali delle fondazioni,
- la mancata differenziazione delle tensioni di lavoro nelle armature al variare della tipologia, cuciture verticali o barre piegate, e delle condizioni di ancoraggio.

4.1 Coefficiente β per l'eccentricità del carico

Nel calcolo della tensione di progetto v_{Ed} sul perimetro u_0 del pilastro non appare giustificato l'utilizzo dello stesso coefficiente β che compare nella espressione della tensione di progetto sul perimetro u_1 .

Il coefficiente β deriva infatti dall'ipotesi di una distribuzione di tipo plastico degli sforzi tangenziali sul perimetro u₁, cosicché appare legittimo il suo utilizzo solo per il calcolo di v_{Ed} lungo u₁. In particolare il significato di β è evidente se si scrive la tensione tangenziale come somma della tensione v_{Ed(V)} prodotta da V_{Ed} e di quella v_{Ed(M)} prodotta da M_{Ed}:

 $\mathbf{v}_{Ed} = \mathbf{v}_{Ed(V)} + \mathbf{v}_{Ed(M)} = \mathbf{V}_{Ed} / (\mathbf{u}_1 \ d) + \mathbf{v}_{Ed(M)};$

dal confronto di questa espressione con quella precedente, si ricava:

 $\beta = 1 + v_{Ed(M)} u_1 d / V_{Ed}.$

u,

Inoltre la tensione prodotta da M_{Ed} può essere calcolata uguagliando il momento M_{Ed} che piastra e pilastro si scambiano con quello prodotto dalla tensione tangenziale $v_{Ed(M)}$ distribuita sul perimetro critico u₁:

$$\mathbf{M}_{\rm Ed} = \int_{0}^{1} \left(\mathbf{v}_{\rm Ed(M)} \mathbf{d} \right) \mathbf{e} \, \mathbf{d} \mathbf{u} \tag{16}$$

dove:

du = tratto infinitesimo del perimetro di verifica,

e = distanza del tratto infinitesimo du dall'asse intorno al quale agisce il momento M_{Ed}.

Nella ipotesi di distribuzione delle tensioni tangenziali di tipo uniforme lungo u₁, corrispondente al raggiungimento della tensione tangenziale di plasticizzazione, $v_{Ed(M)} = \pm v_{Ed,pl} = cost.$, l'equazione di equilibrio alla rotazione si può riscrivere come:

$$M_{Ed} = v_{Ed(M)} d \int_{0}^{u_{1}} |e| du = v_{Ed(M)} d W_{1}, \qquad (17)$$

dove W_1 rappresenta il momento intorno all'asse di sollecitazione corrispondente ad una distribuzione di tipo "uniforme", completa plasticizzazione, di sforzi tangenziali unitari ($v_{Ed(M)}$ =1) sulla superficie critica di perimetro u₁ (Fig. 6).



Figura 6 - Distribuzione di tipo uniforme (completa plasticizzazione) delle tensioni tangenziali dovute ad un momento agente in corrispondenza della connessione piastra-pilastro interno [2]

Dalla precedente espressione si ricava: $v_{Ed(M)} = M_{Ed} / (d \cdot W_1)$, che, sostituita in quella di β , fornisce: $\beta = 1 + v_{Ed(M)} u_1 d / V_{Ed} = 1 + M_{Ed} u_1 d / (d W_1 V_{Ed}) = 1 + (M_{Ed} / V_{Ed}) (u_1 / W_1)$.

Infine il coefficiente β viene riscritto come:

$$\beta = 1 + k (M_{Ed} / V_{Ed}) (u_1 / W_1),$$

dove attraverso il coefficiente k si tiene conto del fatto che il momento flettente non è equilibrato solo da sforzi tangenziali, ma anche da momenti flettenti nelle strisce di piastra poste nel piano di sollecitazione e da momenti torcenti in quelle ortogonali, nonché della distribuzione in realtà non uniforme delle tensioni tangenziali.

Nella EN1992-1-1 rimane peraltro una ambiguità sulla scelta del perimetro critico per il calcolo di W, in quanto nella espressione di W si fa riferimento ad un perimetro generico u_i e non esplicitamente al perimetro u_1 .

L'incongruenza insita nell'utilizzo del coefficiente β per la verifica su u₀, sebbene β sia definito con riferimento a u₁, può essere eliminata introducendo una definizione diversa di β da utilizzare per la verifica sul contorno del pilastro. In alternativa, si può modificare l'ente resistente conservando la definizione di β . In particolare sulla base dei risultati di una serie di analisi agli elementi finiti in campo elastico lineare, è stata proposta una riduzione del 20 % del valore della resistenza massima v_{Rd,max} [5].

4.2 Messa in conto dell'effetto scala

L'espressione della EN1992-1-1 per il calcolo della resistenza v_{Rd,c} in assenza di armature trasversali a tagliopunzonamento tiene conto dell'effetto scala attraverso il parametro k=1+ $\sqrt{(200/d)}$. Questo coefficiente considera pertanto la variazione della tensione nominale di punzonamento al variare dell'altezza utile della piastra. Tuttavia, come già riportato sopra nella descrizione del meccanismo di collasso a punzonamento, la resistenza v_{Rd,c} varia anche al variare del raggio della superficie di punzonamento, ma di questo effetto scala non vi è traccia nella formula dell'Eurocodice 2.

Per questo motivo in Finlandia [6] è stato proposto un valore del coefficiente $C_{Rd,c}$ variabile con la dimensione trasversale del pilastro e con l'altezza utile della piastra: $C_{Rd,c} = 0,3$ (c + 1,5 d) / (c + 4d), dove c = $\sqrt{(c_1 c_2)}$ per pilastri a sezione rettangolare di lati c₁ e c₂ e c = diametro della sezione per pilastri a sezione circolare.

4.3 Progetto delle armature a punzonamento delle fondazioni

Nessuna indicazione viene fornita circa il perimetro da considerare per il calcolo dell'armatura a punzonamento delle fondazioni. Se si inverte l'espressione che fornisce la resistenza in presenza di armature trasversali, si ricava la seguente espressione per l'area A_{sw} di armatura da disporre su ciascuna fila intorno al pilastro:

$$A_{sw} = \frac{(v_{Ed,red} - 0.75 v_{Rd,c})u_1 d}{1.5 (d/s_r) f_{wwdef} \sin \alpha},$$
(18)

dove i simboli hanno il significato riportato sopra.

In mancanza di indicazioni di EC2 si può ad esempio calcolare in sicurezza il quantitativo A_{sw} di armatura trasversale nel seguente modo:

- si assume v_{Ed,red} = v_{Ed}, ossia non si depura la tensione di progetto della reazione del terreno,
- si assume per v_{Ed} il valore massimo tra tutti quelli calcolati con riferimento a perimetri sui quali la verifica non è soddisfatta in assenza di armature trasversali, posti ad una distanza dal pilastro inferiore a 2d,
- si calcola v_{Rd,c} in corrispondenza del perimetro posto a distanza 2d, affinché il modulo del secondo termine tra parentesi tonde risulti minimo.

4.4 Ancoraggio delle armature trasversali

La EN1992-1-1 non tiene conto delle migliori condizioni di ancoraggio dei ferri piegati rispetto alle cuciture verticali ("studs"). Nel Model Code '90 $f_{ywd,ef} = 300 \text{ N/mm}^2$ per qualunque valore di d; l'espressione della EN1992-1-1 fornisce lo stesso valore di MC'90 per d=200 mm, valori inferiori per d < 200 mm e valori maggiori per d > 200 mm. In realtà le condizioni di ancoraggio non sono le stesse per tutti i tipi di armatura, ma EC2 non ne tiene conto delle migliori condizioni di aderenza delle barre piegate rispetto alle cuciture verticali.

5. IL PUNZONAMENTO IN CONDIZIONI SISMICHE

Alla luce della sismicità del territorio italiano, appare utile inquadrare il problema della verifica a punzonamento anche in presenza di azioni sismiche.

La EN1992-1-1, essendo relativa alla progettazione di edifici a struttura in c.a. in condizioni non sismiche, non fornisce nessuna indicazione circa il comportamento dei collegamenti pilastro-piastra o pilastro-fondazione in presenza di sisma. Indicazioni a questo proposito non sono contenute neanche nella EN1998, che è invece dedicata alla progettazione in zona sismica delle strutture, né nelle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.1.2008).

Le principali problematiche connesse con la verifica dei collegamenti piastra-pilastro in condizioni sismiche sono riassumibili nei seguenti punti:

1. possibilità di adottare o meno un sistema a piastra non

controventato come sistema resistente ai carichi sismici,

- possibilità di adottare connessioni piastra-pilastro prive di armature trasversali,
- applicabilità delle espressioni della EN1992-1-1, con eventuali modifiche, per valutare la resistenza delle connessioni in presenza di carichi ciclici e definizione dei dettagli costruttivi delle armature trasversali per conferire duttilità ai collegamenti.

Circa il primo punto, alcune indicazioni si ritrovano in alcune norme internazionali: ad esempio le Norme Americane [7] consentono l'utilizzo dei sistemi a piastra come sistemi resistenti alle azioni sismiche solo nelle zone a bassa sismicità, mentre in quelle ad alta sismicità le azioni sismiche devono essere affidate ad apposite strutture di controvento. Tuttavia in quest'ultimo caso occorre verificare che i collegamenti piastra-pilastro siano in grado di sopportare gli spostamenti di interpiano senza rompersi. A questo proposito le norme ACI 318-08 [8] forniscono indicazioni sulle verifiche da eseguire.

Per quanto riguarda il secondo punto, in presenza del trasferimento ciclico di momenti flettenti tra piastra e pilastro si verifica una riduzione del taglio resistente lato calcestruzzo come nelle travi. Tuttavia nelle piastre, a differenza delle travi, il degrado dei meccanismi resistenti lato calcestruzzo è limitato ad una zona critica in prossimità del pilastro, mentre il calcestruzzo circostante esplica un'azione di confinamento sulla regione nodale. Questa azione di confinamento non esiste nei collegamenti trave-pilastro e per questo motivo le resistenze unitarie a rottura osservate nei collegamenti piastra-pilastro sono maggiori che nei nodi trave-pilastro. Le norme ACI lasciano pertanto la possibilità di adottare collegamenti privi di armature trasversali, se sono verificati per i carichi gravitazionali ed i momenti associati agli spostamenti di interpiano di progetto oppure se lo spostamento di interpiano non supera un valore limite, funzione della resistenza a punzonamento della connessione [9]. Occorre comunque disporre un numero minimo di barre flessionali in entrambe le direzioni che attraversano completamente il pilastro.

Infine il terzo punto richiede sia la calibrazione delle formule dell'EC2 sia l'integrazione dei dettagli di armatura sulla base dei risultati di prove sperimentali cicliche.

6. CONCLUSIONI

L'analisi delle prescrizioni contenute nella EN1992-1-1 per la verifica a punzonamento di piastre e fondazioni con o senza armatura a taglio ha consentito di evidenziarne alcuni aspetti critici. Sono state riscontrate incongruenze nel calcolo di alcune grandezze, insufficiente calibrazione di alcune espressioni rispetto ai dati sperimentali, nonché la mancanza di alcune indicazioni importanti ai fini progettuali. Peraltro è stata evidenziata la necessità di estendere, con eventuali modifiche, l'applicazione delle formule proposte dall'Eurocodice 2 anche alle zone sismiche e di integrare le indicazioni sui dettagli costruttivi e di armatura affinché i collegamenti piastrapilastri abbiano sufficiente duttilità per sopportare gli spostamenti di progetto in situazioni sismiche.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CEB-FIP (2001), Punching of structural concrete slabs, fib Bulletin 12, Losanna, Svizzera, 307 pp.
- [2] EUROCODICE 2 (2004) Progettazione delle Strutture di Calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per

gli edifici, CEN-EN 1992-1-1, Brussels, Belgio, 225 pp.

- [3] GUANDALINI, S. (2005) Symmetric Punching in R/C Slabs, Tesi di Dottorato, No. 3380, EPFL, Losanna, Svizzera, 289 pp. (in Francese)
- [4] CEB Comité Euro International du Beton CEB-FIB Model Code 1990: Design Code, 437 pp.
- [5] Mancini, G., Bertagnoli, L. (2008) About the maximum punching shear resistance adjacent to the column, Symposium in honour of Prof. Toniolo, Politecnico di Milano, 5 Dicembre, Advances in R/C and Precast Constructions
- [6] LESKELÄ, M. V. (2007) Inconsistencies in the punching shear design rules of EN1992-1-1, University of

Oulu, Finlandia (web)

- [7] INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS, "Uniform Building Code," Whittier, Calif., 1997, 492 pp.
- [8] ACI COMMITTEE 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary" American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2008, 467 pp.
- [9] MEGALLY S., GHALI A. (1994) Design Considerations for Slab-Column Connections in Seismic Zones, *ACI Structural Journal, V. 91, No. 3, May-June 1994*, pp. 303-314.

PRECOMPRESSIONE REGOLABILE NELLE FASI DI COSTRUZIONE DEI PONTI REALIZZATI PER SPINTE SUCCESSIVE

Marcello Arici, Michele Fabio Granata, Piercarlo Margiotta

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

SOMMARIO

I ponti in cemento armato precompresso a trave continua, costruiti per spinte successive, presentano durante le fasi di spinta un susseguirsi di schemi statici differenti in cui le stesse sezioni di impalcato sono soggette a momenti flettenti di segno opposto. In tali ponti è necessario predisporre una precompressione di spinta, differente da quella di continuità definitiva in esercizio. Si presenta uno studio in cui una parte della precompressione di spinta può essere fornita da un sistema che permette di variare la tensione di trazione nei cavi, al variare dei carichi agenti. Si tratta di una precompressione regolabile, semi-automatica ed assistita da operatori o completamente automatica, che si auto-regola senza intervento esterno, secondo un concetto di "precompressione organica".

SUMMARY

The incrementally launched bridges, with a static scheme of a continuous beam on supports, change their scheme several times during launch. In these different configurations, the internal forces vary and bending moments of opposite signs are present in the same section for different positions. In these bridges two different kinds of prestressing are necessary: a temporary one during launch and a definitive one in service life. A study is presented in which launch prestressing is partially supplied by a system that allows to change the tension in prestressing tendons according to the change of loads acting on the structure. It is an adjustable prestressing that could be either semi-automatic or totally automatic (auto-adjustable), following the concept of "organic prestressing".

1. INTRODUZIONE

Una delle metodologie maggiormente utilizzate di recente per la costruzione dei ponti in cemento armato precompresso con schema finale a trave continua è quella della realizzazione dell'impalcato per spinte successive. In tale soluzione l'impalcato viene realizzato per segmenti in un campo di prefabbricazione posto dietro una delle spalle e viene fatto avanzare per incrementi successivi, spingendo e facendo slittare la parte completata sulle pile tramite appositi appoggi scorrevoli. Questo processo avviene per fasi: prima si preparano le casseforme con l'armatura per il getto del segmento; poi si effettua il getto e si fa maturare opportunamente; una volta maturato esso viene scasserato e collegato con il resto della struttura già varata; infine si riprende la fase di spinta varando la nuova parte di impalcato e riprendendo il ciclo.

Tale metodo, introdotto nell'Ottocento per la costruzione dei ponti metallici da Eiffel, è stato utilizzato a partire dagli anni '60 del Novecento per ponti in calcestruzzo e in particolare nel ponte sul Rio Caronì in Venezuela progettato da Fritz Leonhardt [1, 2]. Esso richiede equipaggiamenti non eccessivamente onerosi per le fasi di costruzione: un avambecco metallico leggero (naso) per la parte più avanzata dell'impalcato durante il lancio, martinetti convenzionali per spostamenti verticali, martinetti di lancio per gli spostamenti orizzontali dell'impalcato ed elementi di guida e slittamento costituiti da cavi, barre e cuscinetti di neoprene-teflon [3].

Attualmente le luci delle campate sono in genere comprese tra i 30 e i 50 metri, ma vengono anche realizzati impalcati con luci molto maggiori (anche 80-90 metri) utilizzando delle pile intermedie provvisorie che dimezzano le campate nelle fasi costruttive. Ciò è necessario perché durante la spinta la parte più avanzata dell'impalcato è a sbalzo finché non raggiunge la pila successiva, cosicché questa parte della trave è soggetta a valori elevati di momento flettente negativo. Per limitare le sollecitazioni in costruzione, viene applicato alla sezione iniziale dell'impalcato un avambecco o naso metallico costituito da travi di acciaio leggere ma sufficientemente rigide. Il naso ha la funzione di diminuire la lunghezza dell'impalcato di calcestruzzo a sbalzo, raggiungendo la pila successiva e appoggiandosi su essa [4].

Questa modalità costruttiva implica un continuo cambiamento di schema statico in ogni fase di spinta e quindi un susseguirsi di stati tensionali e deformativi diversi e variabili in ogni sezione. Infatti la generica sezione avanzando e cambiando la sua posizione è soggetta a momenti flettenti di segno opposto: positivi quando si trova al centro di una campata e negativi quando si trova sopra un appoggio o, nella zona iniziale, se si trova a sbalzo a partire dall'ultima pila raggiunta.

I ponti così realizzati sono generalmente retti ma possono anche essere curvi planimetricamente, solitamente a curvatura costante. Essi possono assumere una pendenza o una curvatura costante anche altimetricamente, nel profilo longitudinale. Vengono realizzati sia ponti con impalcato totalmente in cemento armato precompresso sia con struttura mista acciaiocalcestruzzo. La sezione trasversale può essere un cassone (sezione chiusa) o composta da travi affiancate con soletta (sezione aperta). Nel caso dei ponti in c.a.p., viene generalmente preferito il cassone chiuso [5] per l'efficienza che tale sezione presenta sia a flessione che a torsione, in considerazione degli effetti dei carichi mobili o anche per le sollecitazioni torcenti che nascono nei ponti in curva [6]. In ogni caso è sempre opportuno prevedere degli irrigidimenti trasversali tramite diaframmi che contribuiscano al mantenimento della forma della sezione e ad affrontare le forze concentrate date dalle reazioni degli appoggi scorrevoli sulle pile.

La prefabbricazione degli elementi nel campo dietro la spalla può essere effettuata con diverse modalità e in diverse lunghezze. Generalmente si gettano segmenti di lunghezza pari all'intera campata da varare, a mezza campata, a un terzo o ad un quarto. Questa scelta dipende dall'attrezzatura nel cantiere di prefabbricazione e dalle modalità di spinta; se lo spazio per il cantiere è limitato (assemblaggio dell'armatura ordinaria e di precompressione, cassaforma per il getto e spazio per il curing in sequenza), la lunghezza del segmento può anche essere abbastanza limitata. In caso contrario si può prevedere il getto di mezza campata o addirittura di tutta la campata ma si deve attendere la maturazione e il successivo completamento della fase di spinta della campata prima che la cassaforma sia libera per la preparazione della nuova armatura ed il getto di un altro segmento.

Per questa ragione in alcuni casi si realizza una campata appoggiata dietro la spalla che ha però una luce più piccola della campata del ponte ed è destinata al curing dell'ultimo segmento gettato e alla tesatura dei cavi di connessione col precedente, lasciando libera la cassaforma prima ancora del varo. Essa risulta utile anche a bilanciare i momenti flettenti nella prima campata oltre la spalla che altrimenti potrebbero risultare molto diversi da quelli delle altre campate.

I segmenti possono essere collegati tra loro attraverso la sola precompressione o anche attraverso un'armatura ordinaria passante; se il getto del segmento successivo è fatto contro la parete della sezione finale del segmento precedente, è possibile infatti lasciare delle armature ordinarie di ripresa tra i due segmenti ed effettuare successivamente il getto. Questa soluzione permette di avere armature longitudinali ordinarie all'interno dei giunti e quindi limitare fortemente gli effetti del ritiro e delle trazioni indotte dalle sollecitazioni sia in costruzione che in esercizio.

L'opportunità di avere segmenti con armature passanti permette di effettuare una scelta tra la *precompressione totale* e la *precompressione parziale*, ammettendo valori di trazione, ripresi dall'armatura ordinaria. Tale scelta è legata naturalmente anche a valutazioni sull'ambiente e sull'esposizione del ponte nonché sulla durabilità richiesta per l'opera [7].

In ogni caso, le differenti posizioni assunte dalle sezioni d'impalcato in avanzamento, nonché i diversi carichi e le differenti sollecitazioni in costruzione e in esercizio, implicano che la precompressione provvisoria nelle fasi di spinta debba essere necessariamente diversa da quella definitiva in esercizio. In fase di spinta la precompressione non può che essere centrata in tutte le sezioni correnti e viene corretta nelle zone più sollecitate dell'impalcato. In esercizio invece è necessario far fronte ai momenti negativi sugli appoggi e a quelli positivi in campata che nascono sia per i carichi permanenti che per i carichi variabili, soprattutto i carichi mobili. Per la configurazione dei cavi è possibile utilizzare cavi interni o esterni, rettilinei, con andamento poligonale o curvilineo [8, 9].

Negli ultimi anni, i sistemi di controllo attivo nelle strutture si sono andati sempre più diffondendo dando luogo ad una sorta di "strutture intelligenti" capaci di rispondere in modo attivo alla variazione delle sollecitazioni durante la vita di servizio. In questa ottica rientrano anche alcune tipologie di "precompressione intelligente". E' possibile infatti prevedere le variazioni dei carichi nella struttura in esercizio e inserire alcuni elementi strutturali che affrontino le variazioni delle sollecitazioni indotte solo quando necessario regolandosi in maniera automatica o semi-automatica. Un caso di precompressione regolabile è la cosiddetta precompressione organica [10], la quale prevede la possibilità di variare opportunamente il tiro di alcuni cavi attivi di precompressione nella struttura al variare dei carichi su di essa agenti. Ciò viene fatto attraverso degli attuatori collegati a sensori di deformazione inseriti in opportune sezioni di controllo. In tal modo si spiega il termine "precompressione organica": il funzionamento è analogo a quello di alcuni elementi anatomici come l'osso e il muscolo i quali possono essere visti come elementi strutturali preposti a reagire rispettivamente a compressione e a trazione. Ma così come il muscolo si va tendendo mano a mano che il carico da sopportare aumenta, aiutando così l'osso, anche il cavo di precompressione, integrato nella struttura, ossia organico ad essa, può tendersi in fasi successive, aiutando la sezione di calcestruzzo ad evitare tensioni di trazione o di compressione eccessive.

Si presenta uno studio della precompressione nelle fasi di costruzione e di esercizio dei ponti a spinta e una proposta per l'utilizzazione di una precompressione mirata regolabile. La regolazione può essere assistita da un operatore o automatica. In quest'ultimo caso il sistema di precompressione organica permette una variazione graduale dello sforzo assiale nelle sezioni più sollecitate in costruzione. Vengono illustrati i parametri fondamentali per il dimensionamento della precompressione nelle varie fasi di realizzazione del ponte, gli schemi strutturali, i carichi da considerare e le possibili configurazioni dei cavi. Infine viene illustrata un'applicazione dei concetti illustrati ad un esempio di ponte costruito a spinta.

2. LA PRECOMPRESSIONE NEI PONTI A SPINTA

2.1 Sollecitazioni nelle fasi di spinta

Si consideri (fig. 1) un ponte a più campate in cemento armato precompresso che debba costruirsi per spinte successive e si analizzi inizialmente il varo di una sola campata. I carichi da considerare sono il peso proprio dell'impalcato, compresi i diaframmi di irrigidimento della sezione, eventuali carichi di cantiere e la precompressione di spinta. Si ipotizzi inizialmente che agisca soltanto il carico uniforme dell'impalcato al fine di valutare la precompressione necessaria in fase di spinta.



Figura 1 – Sequenza di lancio di una campata

L'inizio del varo coincide con la posizione del giunto avambecco-impalcato sull'appoggio iniziale della campata. Quando l'impalcato avanza a sbalzo, la lunghezza della mensola va aumentando a partire dall'ultimo appoggio raggiunto (fig. 1*a*); il momento flettente è negativo nella parte a sbalzo e ha l'andamento tipico di una trave continua nel resto del ponte. Ciò è vero fino a quando l'avambecco tocca l'appoggio sulla pila successiva (fig. 1*b*). In quell'istante il segno dei momenti cambia e la parte che era stata a sbalzo è soggetta ora a momento positivo. Quando l'impalcato continua ad avanzare si ha una seconda parte del lancio della campata in cui l'unica parte a sbalzo è la parte di avambecco metallico che ha superato l'ultimo appoggio. Il varo della campata ha fine solo quando il giunto avambecco-impalcato arriva sulla pila (fig. 1c). In figura 2a è riportato il diagramma dei momenti flettenti nella prima parte (a sbalzo) del varo, mentre in figura 2b è riportato il diagramma dei momenti flettenti per l'intera fase di varo. Tali figure sono ricavate dalla sovrapposizione dei singoli diagrammi per ogni passo di lancio (per esempio per ogni metro di avanzamento); la sovrapposizione avviene traslando tutti i diagrammi nella posizione che l'impalcato assume a fine costruzione. Se sull'asse delle ascisse si riporta la posizione finale delle sezioni di impalcato progressivamente a partire dalla spalla di lancio, si può leggere il valore di momento flettente che una sezione ha subito per ogni passo di lancio, nelle diverse posizioni che ha occupato durante l'avanzamento.



Figura 2 – a) Diagramma dei momenti flettenti dell'intero ponte per la prima parte (a sbalzo) del varo di una campata. b) Diagramma relativo al varo dell'intera campata

Ciò permette di individuare i valori di momento massimo e minimo che ogni sezione deve sopportare nella fase di spinta. Se tale operazione viene estesa al lancio di tutte le campate, riportando per ogni sezione i valori massimo e minimo si ottiene (fig. 3) un diagramma di inviluppo dei momenti flettenti di spinta. Questo diagramma è necessario per la valutazione della precompressione di spinta.

Poiché ogni sezione può essere soggetta a momenti di diverso segno ed intensità, la precompressione va dimensionata in maniera tale da coprire ogni situazione possibile senza variare il tracciato dei cavi. Ecco perché si tende a inserire una precompressione di spinta che abbia come risultante uno sforzo assiale centrato nelle sezioni tale da garantire un livello di compressione sufficiente a contrastare le massime trazioni indotte dai momenti flettenti ai lembi delle sezioni, senza che comunque si superi la massima compressione.

E' importante notare come i valori massimi e minimi delle sollecitazioni dipendano in maniera sostanziale dalla lunghezza del naso metallico e dal rapporto tra il peso di quest'ultimo e dell'impalcato. Da studi parametrici si trova [4, 11] che il rapporto ottimale tra la lunghezza del naso e la lunghezza della campata maggiore risulta di circa 0.6, mentre il rapporto tra peso del naso e dell'impalcato deve essere intorno a 0.1. Un altro elemento importante da considerare nel calcolo delle sollecitazioni è la lunghezza delle campate ovvero se esse siano tutte eguali o meno e se le campate iniziali abbiano lunghezza ridotta. Infatti una trave continua con lunghezza delle campate iniziale e finale pari a 0.8 della lunghezza delle campate correnti, ha momenti flettenti, per carichi uniformemente distribuiti, paragonabili in tutte le campate; al contrario una trave continua con tutte le campate uguali o molto diverse tra loro, presenta valori di massimo in campata e di minimo sugli appoggi piuttosto diversi nelle varie zone del ponte. Tale variabilità influenza decisamente la forma assunta dal diagramma di inviluppo di figura 3.



Figura 3 – Diagramma di inviluppo dei momenti flettenti

Durante la fase di spinta, il peso proprio non è l'unico carico da considerare. Variazioni importanti dei valori di momento flettente si possono avere principalmente per due condizioni di carico variabile: un possibile disallineamento altimetrico delle sedi degli appoggi scorrevoli di spinta [12] e possibili variazioni termiche, in termini soprattutto di gradienti termici dovuti a differente temperatura tra l'estradosso e l'intradosso dell'impalcato [6,13].

Per quanto riguarda il disallineamento degli appoggi, questo può accadere anche per un piccolo errore di cantiere nel loro posizionamento. In figura 4 è riportato un diagramma per un solo schema di spinta in cui viene ipotizzato un possibile errore di posizionamento verticale di un appoggio di \pm 10 mm. Si può notare come cambino i valori di momento flettente nelle campate adiacenti, scostandosi dal valore previsto e rilevato attraverso il tracciamento dei diagrammi di inviluppo sopra visti. Di ciò deve tenersi conto, mantenendo sempre una quota di compressione sufficiente nelle sezioni tale che un incremento imprevisto del momento flettente non comprometta la sicurezza in fase di spinta.



Figura 4 – Diagrammi per un passo di lancio con disallineamento di un appoggio di ±10 mm (linea tratteggiata)

Anche nel caso del gradiente termico (fig. 5) si può avere un'alterazione dei valori di momento flettente. In base alle condizioni ambientali previste, tali variazioni influiscono sul diagramma di inviluppo, il quale può comunque essere costruito in modo da inglobare tali sollecitazioni, come ulteriore caso di carico nelle fasi di lancio.



Figura 5 – Diagrammi per un passo di lancio con gradiente termico di $\pm 10^{\circ}C$ (linea tratteggiata)

Naturalmente il diagramma di inviluppo può essere tracciato per tutte le sollecitazioni, anche per il taglio ed eventualmente (nei ponti in curva) per la torsione, che sono necessarie al calcolo delle armature ordinarie dei cassoni (armatura delle anime e dei rinforzi necessari per rendere la sezione indeformabile).

Per ottenere i diagrammi di inviluppo è dunque necessario procedere al calcolo di moltissimi schemi statici con diversa posizione dell'impalcato in avanzamento. Per far ciò è possibile utilizzare un programma che risolva le travi continue con una procedura di staged-construction. Rosignoli [14] ha introdotto il metodo delle matrici di trasferimento per il calcolo dei ponti retti mentre Arici e Granata [6] hanno esteso il metodo ai ponti in curva.

2.2 Precompressione regolabile assistita di spinta

A partire dal diagramma di inviluppo dei momenti flettenti in costruzione è possibile individuare due zone con comportamento differente [8], nonché i valori massimi e minimi assoluti e le sezioni in cui compaiono tali valori durante il lancio. In figura 6 è illustrato un diagramma semplificato di inviluppo tipo nelle ipotesi in cui il ponte sia costituito da molte campate.



Figura 6 - Diagramma tipo di inviluppo dei momenti flettenti

Se q è il carico uniformemente ripartito (a meno di ulteriori valutazioni su carico termico e disallineamenti), la *zona corrente* mantiene valori massimi di momento positivo intorno a $1/22 qL^2$ se L è la luce della campata. Alla stessa maniera il valore di massimo momento negativo nella zona corrente è pari a circa $-1/11 qL^2$. I valori e la forma del diagramma di inviluppo cambiano sostanzialmente nella *zona frontale*, cioè quella più avanzata e che si trova a sbalzo nelle prime fasi di lancio di una campata. Si ha un valore di momento massimo positivo generalmente pari a circa $-1/8 qL^2$. Tali valori dipendono comunque dalle caratteristiche del naso e dal rapporto tra le luci delle campate, come visto in precedenza.

Se ci si basa su un diagramma di questo tipo, viene spontaneo pensare a differenziare la precompressione di spinta tra la zona corrente e quella frontale. E' possibile determinare il valore di precompressione centrata di spinta che copra le tensioni indotte, ai lembi inferiore e superiore di ogni sezione, dai momenti massimi e minimi della zona corrente. Tracciati tali diagrammi si individua il valore di sforzo di precompressione centrato *P*, considerato costante se si trascurano le perdite per attrito, imponendo il rispetto delle due disuguaglianze:

$$\begin{cases} \sigma_i = \frac{P}{A} + \frac{M_{\text{max}}}{W_i} \le f_{ct} \\ \sigma_s = \frac{P}{A} - \frac{M_{\text{min}}}{W_s} \le f_{ct} \end{cases}$$
(1)

in cui A, W_i e W_s sono l'area e i moduli di resistenza della sezione di calcestruzzo, M_{max} e M_{min} sono i valori di momento positivo e negativo che si leggono sul diagramma di inviluppo, f_{ct} è il valore limite a trazione della tensione nel calcestruzzo al lembo considerato. Il valore di P (considerato intrinsecamente negativo) sarà quello che soddisfa le (1) in tutta la zona corrente, scegliendo il valore assoluto più alto tra quelli che si ottengono dalle (1) in forma di uguaglianze. Naturalmente, per il fatto che la sezione a cassone ha il baricentro spostato verso la parte superiore (a distanza di circa 1/3÷1/4 dell'altezza totale dal lembo superiore), per ottenere una precompressione centrata vanno inseriti cavi superiori e inferiori in numero diseguale, inversamente proporzionale alle loro eccentricità rispetto al baricentro della sezione. Una volta determinata la precompressione centrata per la zona corrente è necessario provvedere un'ulteriore quota di precompressione nella zona frontale. Ciò può essere ottenuto con una precompressione centrata di valore più elevato della precedente solo in questa zona. Ma i valori così raggiunti dalle tensioni di compressione durante le fasi di spinta possono risultare eccessivamente alti. Si preferisce allora adottare soluzioni diverse che forniscano una precompressione eccentrica mirata. E' possibile graduare la precompressione aggiuntiva nella zona frontale (superiore o inferiore) che è necessario introdurre per mantenere le tensioni al di sotto dei limiti consentiti. In figura 7 è riportato un diagramma tipo delle tensioni ai lembi inferiore e superiore per tutte le sezioni d'impalcato con i relativi limiti a trazione e compressione, ricavato direttamente dal diagramma d'inviluppo dei momenti di figura 6, in cui sia presente la sola precompressione centrata P in tutto il ponte. E' evidente che nella zona frontale valori delle tensioni non risultano accettabili. La i i precompressione aggiuntiva, nella intera zona frontale o in singoli tratti di questa, può essere eccentrica con sforzo assiale ΔP_i e ΔP_s di eccentricità e_i o e_s (inferiore o superiore). Essa può essere ottenuta nei singoli tratti imponendo il rispetto di una coppia delle quattro disuguaglianze:

$$\begin{cases} \sigma_{i} = \frac{P + \Delta P_{s}}{A} + \frac{M_{\max}}{W_{i}} + \frac{M_{\Delta Ps}}{W_{i}} \leq f_{ct} \\ \sigma_{s} = \frac{P + \Delta P_{s}}{A} - \frac{M_{\max}}{W_{s}} - \frac{M_{\Delta Ps}}{W_{s}} \geq f_{c} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{i} = \frac{P + \Delta P_{i}}{A} + \frac{M_{\min}}{W_{i}} + \frac{M_{\Delta Pi}}{W_{i}} \geq f_{c} \\ \sigma_{s} = \frac{P + \Delta P_{i}}{A} - \frac{M_{\min}}{W_{s}} - \frac{M_{\Delta Pi}}{W_{s}} \leq f_{ct} \end{cases}$$

$$(2)$$

dove f_c è la tensione limite a compressione e $M_{\Delta Pi}$, $M_{\Delta Ps}$ sono i valori di momento flettente associati alla precompressione eccentrica ΔP_i e ΔP_s . E' da notare che trattandosi di una precompressione su una trave continua iperstatica, il valore

 $M_{\Delta P}$ non coincide con il valore ($\Delta P \cdot e$). Generalmente l'effetto è di diminuzione del momento flettente rispetto al valore ($\Delta P \cdot e$) e di comparsa di ulteriori momenti di segno opposto nelle sezioni adiacenti quelle in cui viene inserita la precompressione; tali momenti risultano benefici perché contrastano le sollecitazioni presenti nelle sezioni adiacenti. Il valore f_{ct} può essere anche nullo qualora non sia prevista la possibilità di avere tensioni di trazione ai lembi. In tutti gli altri casi il grado di precompressione e il valore di trazione accettato vengono stabiliti in considerazione delle condizioni ambientali in cui l'opera si trova e in considerazione anche di eventuali ulteriori tensioni indotte da ritiro e viscosità che possano compromettere la durabilità dell'opera a lungo termine.

I valori di ΔP_i e ΔP_s si trovano per iterazioni successive dalle relazioni (2).



Figura 7 – Diagramma tipo delle tensioni di lancio ai lembi con precompressione centrata sull'intero impalcato

Fin qui sono stati determinati soltanto i valori di sforzo assiale necessari nella zona corrente e in quella frontale. Il problema si riduce a trovare la configurazione dei cavi e la tecnologia occorrente. Le configurazioni classiche per i cavi della precompressione di spinta [8, 9] sono diverse:

- cavi rettilinei (provvisori o definitivi) che forniscono una precompressione centrata: possono essere interni od esterni, in corrispondenza del baricentro della sezione e tesati tra i diaframmi di irrigidimento oppure in numero diverso in corrispondenza delle solette inferiore e superiore;
- cavi rettilinei che forniscono una precompressione eccentrica: nelle fasi di spinta sono generalmente esterni e posizionati solo ove occorre;
- 3) cavi antagonisti: sono due serie di cavi poligonali opposti, generalmente esterni. Una prima serie può essere definitiva e sagomata per i carichi di esercizio, mantenendo i cavi inferiormente per le sezioni che saranno posizionate in campata alla fine della costruzione e rialzando i cavi in corrispondenza delle sezioni che saranno posizionate sugli appoggi. Una seconda serie invece è costituita da cavi provvisori posizionati ai lembi opposti in maniera da ottenere per le fasi di spinta una precompressione centrata.

Da quanto detto è possibile prevedere una precompressione P centrata per la parte corrente e una precompressione ΔP aggiuntiva nella parte frontale. Attraverso le relazioni (1), dimensionando opportunamente il valore di P centrato, è possibile limitare l'uso della precompressione aggiuntiva alla sola campata più avanzata, ovvero la prima che viene lanciata. Si possono dunque predisporre dei cavi parziali nella zona inferiore e nella zona superiore. L'estensione di questi cavi all'interno della prima campata dipende dalle modalità costruttive (di getto e di lancio). Può essere conveniente dividere la campata iniziale in quattro segmenti più piccoli e disporre quattro cavi lunghi L/4, rettilinei e posti internamente o esternamente alle solette inferiori e superiori (fig. 8). Ciò comporta che debbano essere previsti opportuni ringrossi per l'ancoraggio di cavi che coprono un quarto della campata sia superiormente che inferiormente. Si può operare nel seguente modo:

- si predispongono i cavi aggiuntivi lunghi L/4;
- si comincia il lancio di una campata senza tesare i cavi aggiuntivi sfruttando la sola precompressione centrata P;
- quando nelle zone centrali della campata si raggiunge il valore previsto di momento positivo in una o più sezioni, si attiva il cavo o i cavi inferiori che coprono le sezioni interessate, tesandoli di ΔP_i ;
- quando nelle zone di appoggio si raggiunge il valore previsto di momento negativo in una o più sezioni, si attiva il cavo o i cavi superiori che coprono le sezioni interessate, tesandoli di ΔP_s ;
- quando le sezioni in cui si sono tesati i cavi aggiuntivi si allontanano dalle sezioni di momento massimo, si disattivano i cavi ritornando all'uso della sola precompressione centrata.

Normalmente la tesatura dei cavi superiori o inferiori aggiuntivi nelle sezioni non è contemporanea.



Figura 8 – Cavi ausiliari della precompressione di spinta lunghi L/4

La regolazione della tesatura dei cavi aggiuntivi può essere manuale o semi-automatica. E' possibile infatti prevedere in progetto per quali schemi di avanzamento sia necessaria l'attivazione dei cavi ausiliari superiori o inferiori, cosicché sia possibile attivarli attraverso una tesatura e un successivo rilascio, operato dal personale addetto. La tesatura può avvenire manualmente con la presenza del personale che manovra i martinetti ovvero è possibile prevedere un sistema di controllo da parte di un addetto che azioni i martinetti a distanza conoscendo la sequenza di attivazione e disattivazione dei cavi durante l'avanzamento dell'impalcato. Si ottiene così una sorta di "precompressione assistita": in progetto si prevede in quali posizioni e quali cavi attivare o disattivare e i valori di sforzo ΔP_i e ΔP_s ; in cantiere si predispone una sequenza di tesatura assistita da un operatore che comanda i martinetti.

Alternativamente si può anche ipotizzare un'automazione completa di questa procedura con un opportuno sistema di controllo per la regolazione automatica

2.3 Precompressione regolabile automatica di spinta (precompressione organica)

Quando una struttura si adatta in modo automatico alle sollecitazioni indotte da carichi che variano, senza che sia necessario un intervento esterno, attraverso degli elementi strutturali preposti ad affrontare tali variazioni, si è in presenza delle cosiddette "strutture intelligenti". Nel caso delle strutture precompresse è stata indagata la possibilità di implementare un sistema automatico di acquisizione di dati e di controllo che comandi anche la variazione del tiro nei cavi di precompressione, quando ciò si renda necessario per un incremento di carico sulla struttura [15]. Se gli elementi che forniscono tali variazioni (cavi, martinetti, sensori e centralina di controllo) sono integrati nella struttura (fig. 9), ovvero sono ad essa organici, si ha il concetto di *precompressione organica*.



Figura 9 – Struttura con precompressione organica e particolari del martinetto e del cavo unbonded (tratto da [10])

L'idea ispiratrice nasce dalla collaborazione tra gli elementi anatomici dell'organismo umano, ognuno dei quali svolge una funzione, in cui comunque la struttura complessiva reagisce modificandosi alla variazione delle azioni esterne. In quest'ottica la corrispondenza tra la struttura biomeccanica e quella di ingegneria civile suggerisce di applicare un sistema di controllo non come sistema accoppiato alla struttura e capace di migliorarne le prestazioni in alcune situazioni ma come sistema costituente la struttura stessa ovvero un sistema di controllo che è esso stesso un elemento strutturale [15]. In tal modo si ottiene una struttura organica che non è solo capace di offrire una resistenza meccanica alle azioni esterne ma che è anche capace di modificare il suo comportamento in relazione alla causa che genera le sollecitazioni, potendo anche influenzare queste ultime. Seguendo questo criterio una struttura può essere pensata per un livello di resistenza a delle azioni, ma può adattarsi agli incrementi di sollecitazione agente modificando alcuni elementi, nel caso specifico modificando il tiro nei cavi di precompressione. Tutto ciò a condizione che la struttura resista e si deformi nei limiti, che i suoi elementi organici siano attivati o meno. Ne consegue un approccio diverso alla progettazione della struttura, diviso in tre fasi:

- la progettazione per una parte dei carichi (generalmente i carichi fissi), che determina la geometria e le caratteristiche fondamentali della struttura, secondo un approccio classico;
- la progettazione per un carico maggiore e quindi per incrementi di sollecitazione, affrontati attraverso un intervento mirato di alcuni elementi che modificano le caratteristiche di resistenza della struttura di base;
- la progettazione dei sistemi di automazione e controllo da integrare nella struttura che permettano l'attivazione degli elementi organici senza interventi diretti dall'esterno.

Da quanto detto è possibile affermare che la precompressione organica è niente di più che un sistema di precompressione auto-regolabile che si adatta alle condizioni in cui si trova la struttura. Il sistema di precompressione organica (OPS) ha come componenti fondamentali gli ancoraggi organici, i cavi del tipo "unbonded" con martinetto inserito in testata e non resi congruenti con la struttura di calcestruzzo, i sensori, gli attuatori e il sistema di controllo elettronico (fig. 9). Tale sistema è stato applicato con successo alle casseforme scorrevoli di lancio degli impalcati da ponte [16] e a ponti a travata in cui era necessario limitare gli spessori d'impalcato in rapporto alla luce [10].

Nel caso specifico dei ponti a spinta e della precompressione ausiliaria di lancio nella zona frontale, è possibile pensare di rendere del tutto automatica la precompressione regolabile assistita individuata nel paragrafo precedente. In tal caso i cavi ausiliari lunghi L/4 ed attivati

solo negli schemi di avanzamento in cui il loro effetto è necessario, vengono integrati nella struttura insieme ad un sistema di controllo che ne permetta l'attivazione o la disattivazione, comandata da sensori durante l'avanzamento, senza l'intervento diretto dell'operatore.

Per fare ciò è però necessario prevedere i livelli di attivazione e disattivazione dei "cavi organici" e quindi prevedere in fase di progetto la variazione dello sforzo di precompressione, al fine di tarare e predisporre la strumentazione necessaria.

A partire dalle relazioni (1) e (2), si ipotizzi di avere fissato un valore P di precompressione centrata sull'intero impalcato in avanzamento e di avere la necessità di predisporre nella prima campata dei cavi ausiliari superiori e inferiori che forniscano un incremento ΔP_i e ΔP_s di precompressione eccentrica. Si vuole rendere automatica questa parte di precompressione aggiuntiva di spinta. La condizione di attivazione del cavo organico in una sezione è il raggiungimento del valore limite fissato ad uno dei lembi della sezione. E' necessario allora determinare la posizione per la sezione di controllo: quando in tale sezione viene superata la tensione limite, il cavo o i cavi organici che coprono quella zona devono attivarsi. Nel caso specifico essi devono attivarsi inferiormente quando le sezioni interessate passano dal centro di una campata tra due pile successive su cui scorre l'impalcato, mentre deve attivarsi superiormente quando le stesse sezioni sono a sbalzo o passano sopra un appoggio. Queste sono le condizioni di possibile superamento delle tensioni limite (vedi fig. 7) per l'attivazione. La disattivazione dei cavi organici deve invece avvenire quando i sensori nella sezione di controllo individuano una condizione di sufficiente compressione al lembo interessato, tale che il ritorno alla sola precompressione centrata sia sufficiente al mantenimento dei livelli di sicurezza.

Si indichi con *t* un parametro ordinatore della sequenza di avanzamento che fornisce la posizione del ponte (per esempio la lunghezza in metri del ponte varato con incrementi di 1 metro) e con $\sigma^t(G)$ la tensione, nella posizione *t*, indotta dal solo peso proprio (o dai carichi agenti in fase di spinta) al lembo considerato (superiore o inferiore) nella sezione di controllo. Sia poi $\sigma(P)$ la tensione indotta dalla sola precompressione centrata (indipendente dalla posizione) e $\sigma^t(OPS)$ la tensione indotta dalla tesatura dei cavi organici quando questi vengono attivati nella posizione *t*. Si indichino inoltre con $f_{c,a}$ e $f_{c,d}$ le tensioni raggiunte dal lembo della sezione di calcestruzzo per l'attivazione e disattivazione dei cavi organici. La condizione di verifica si può scrivere attraverso la seguente disuguaglianza:

$$f_{c,d} < \sigma'(G) + \sigma(P) + \sigma'(OPS) < f_{c,a}$$
(3)

in cui le tensioni di compressione sono considerate negative. Generalmente, la tensione di attivazione $f_{c,a}$ può essere una piccola tensione di trazione o può anche essere nulla, mentre la tensione di disattivazione $f_{c,d}$ è un valore di compressione che supera il valore indotto dalla presenza della sola precompressione centrata di spinta. La relazione (3) va scritta per ogni sezione di controllo Sc_{i} e per ogni posizione t durante l'avanzamento del ponte. Inoltre la tensione $\sigma^t(OPS)$ è quella indotta dalla tesatura dei cavi organici della quantità ΔP . La regolazione può avvenire in più passi, programmando l'attuatore per incrementi di tensione graduali fino al raggiungimento di ΔP . In tal caso si va graduando la precompressione per piccoli passi, anche in considerazione dell'eventuale ritardo dell'efficacia dell'attivazione e quindi dell'applicazione dello sforzo assiale di precompressione. Nel seguito verrà considerata per maggiore chiarezza l'attivazione o la disattivazione in un'unica tesatura del martinetto, cioè con un solo passo dell'attuatore che fornisce la tensione ai cavi organici: $\sigma'(OPS) = k^t \sigma'(\Delta P)$, con $k^t = 0$, 1. La relazione (3) va scritta per ogni passo di avanzamento *t* e per ogni sezione di controllo *Sc*,*j*, diventando:

$$f_{c,d} < \sigma_{Sc,j}^{t}(G) + \sigma_{Sc,j}(P) + k_{j}^{t}\sigma_{Sc,j}^{t}(\Delta P) < f_{c,a}$$

$$\tag{4}$$

Tale relazione indica soltanto le condizioni di verifica del lembo della sezione considerato, in presenza della precompressione ausiliaria automatica di spinta $(k_j^t = 1)$ o in sua assenza $(k_j^t = 0)$ al passo t di avanzamento nella sezione di controllo Sc,j del gruppo di cavi organici j-esimo. Ad essa si possono anche accoppiare le condizioni di attivazione o disattivazione, giungendo al sistema di disuguaglianze:

$$\begin{cases} f_{c,d} < \sigma_{Sc,j}^{t}(G) + \sigma_{Sc,j}(P) + k_{j}^{t} \sigma_{Sc,j}^{t}(\Delta P) < f_{c,a} \Rightarrow k_{j}^{t+1} = k_{j}^{t} \\ \sigma_{Sc,j}^{t}(G) + \sigma_{Sc,j}(P) + k_{j}^{t} \sigma_{Sc,j}^{t}(\Delta P) > f_{c,a} \Rightarrow k_{j}^{t+1} = k_{j}^{t} + 1 (5) \\ \sigma_{Sc,j}^{t}(G) + \sigma_{Sc,j}(P) + k_{j}^{t} \sigma_{Sc,j}^{t}(\Delta P) < f_{c,d} \Rightarrow k_{j}^{t+1} = k_{j}^{t} - 1 \end{cases}$$

La prima relazione esprime la condizione di verifica, per la quale non deve esserci modifica del comportamento strutturale al passo di avanzamento successivo: in tal caso se $k_j^t = 0$ vuol dire che la sezione di controllo verifica senza l'intervento della precompressione ausiliaria organica, mentre se $k_j^t = 1$ quest'ultima è necessaria e va mantenuta anche per il successivo passo di spinta. La seconda relazione esprime la condizione di attivazione, mentre la terza la condizione di disattivazione.

Dalla relazione (5) si evince che in progetto è necessario stabilire i seguenti parametri della precompressione organica:

- le tensioni $f_{c,a}$ e $f_{c,d}$ di attivazione e disattivazione;
- il valore di ΔP, ovvero della tensione di tesatura dei cavi organici;
- la posizione delle sezioni di controllo Sc, j;
- il tipo di controllo per le condizioni imposte.

Le tensioni di attivazione e disattivazione dipendono dal grado di precompressione desiderato. La tensione $f_{c,a}$ può essere una piccola tensione di trazione quando sono previste armature ordinarie che possano assorbirla, ovvero una tensione di compressione molto bassa che si vuole incrementare per evitare che la sezione entri in trazione al lembo considerato. La tensione $f_{c,d}$ di disattivazione deve essere tale che, venendo a mancare la precompressione ausiliaria, il lembo della sezione continui a rimanere compresso. Una condizione per la sua determinazione può essere quella per cui nella sezione al lembo considerato si raggiunga al limite la tensione di attivazione senza l'intervento della precompressione organica, ovvero:

$$f_{c,d} = f_{c,a} + \sigma_{Sc,j}^{t}(\Delta P) \tag{6}$$

Note la tensione di attivazione e la tensione indotta dalla sola precompressione organica, l'equazione (6) ha come unica incognita la tensione di disattivazione. Si noti però che la tensione indotta da ΔP nella sezione dipende dalla posizione della sezione e dallo stato di avanzamento, poiché si tratta, come già detto, di una precompressione su una struttura iperstatica (la trave continua a quel passo di avanzamento). Poiché comunque nella sezione considerata l'effetto delle iperstatiche è una perdita di momento flettente dovuto alla precompressione, è possibile riferirsi alla precompressione isostatica, in quanto il suo livello fa aumentare sicuramente il valore di disattivazione, ovvero:

$$f_{c,d} = f_{c,a} + \frac{\Delta P}{A} \pm \frac{\Delta P \cdot e}{W}$$
(7)

in cui il segno, l'eccentricità e ed il modulo di resistenza W dipendono dal lembo considerato (superiore e inferiore). Dalla (7) si determina quindi la tensione di disattivazione come unica incognita.

Il secondo parametro è il valore di precompressione ausiliaria di spinta ΔP . La sua determinazione è stata già discussa nel paragrafo precedente e quindi può essere seguita la stessa procedura. Si è fin qui considerato che il valore di tesatura dei cavi organici sia raggiunto con un'unica attivazione e quindi con un unico intervento dell'attuatore che fornisce la tensione desiderata. Nulla vieta però, nel concetto di precompressione organica, di raggiungere il valore ΔP in più passi di attivazione. In tal modo si può fornire una precompressione automatica graduale per la quale la struttura va adeguandosi gradualmente all'incremento di sollecitazione.

Il terzo parametro è la posizione delle sezioni di controllo. Esse devono essere posizionate opportunamente poiché dalle tensioni indotte in ognuna di quelle sezioni dipende l'attivazione o la disattivazione di un cavo che interessa più sezioni. In figura 10 sono indicate le posizioni individuate per le sezioni di controllo e i relativi cavi organici da esse dipendenti. Nella scelta delle sezioni di controllo intervengono comunque il valore delle tensioni di attivazione e disattivazione, l'andamento dei diagrammi di momento nelle fasi di avanzamento e l'effetto delle iperstatiche di precompressione che possono variare il comportamento previsto. La scelta delle sezioni di controllo diventa così una procedura che va verificata insieme a tutti gli altri parametri che governano il problema, con il calcolo di tutti i possibili schemi iperstatici di trave continua in avanzamento e con tutte le combinazioni possibili di carico e di precompressione.

Un'ultima questione riguarda la scelta del tipo di controllo. Dal metodo di misura e dalla sua affidabilità dipende infatti l'intero funzionamento del sistema, poiché gli attuatori che forniscono la tensione ai cavi organici sono collegati ad una centralina elettronica controllata dalla misura delle tensioni nella sezione di controllo (fig. 9).



Figura 10 - Sezioni di controllo dei cavi organici

2.4 Precompressione definitiva in esercizio

In esercizio, la precompressione definitiva è molto diversa da quella necessaria in fase di spinta. Essa coincide con la precompressione tipica delle travi continue con rialzo dei cavi sugli appoggi e cavi inferiori in campata. Per la valutazione della forza di precompressione è necessario applicare i carichi di esercizio del ponte, consistenti in carichi permanenti aggiuntivi, carichi mobili, variazioni termiche, etc...

Le maggiori variazioni tensionali nelle sezioni sono naturalmente date dai valori indotti dai carichi mobili, ma attraverso i diagrammi delle massime e minime sollecitazioni non è difficile trovare una configurazione dei cavi ed un valore di precompressione ottimale sezione per sezione.

Se i cavi della precompressione centrata di spinta sono interni e definitivi, è sufficiente integrare la precompressione centrata con dei cavi eccentrici opportunamente posizionati per far fronte all'incremento di sollecitazione previsto in esercizio. Tali cavi possono essere ancora rettilinei interni o esterni, poligonali esterni o curvi interni, entro le anime del cassone. Questa scelta dipende dalla tecnologia disponibile, da quella adottata in fase di spinta, dal tipo e dalle dimensioni del cassone e dalla disponibilità di spazio per l'alloggiamento delle testate di precompressione definitive. Se la precompressione centrata di spinta è stata realizzata con cavi esterni antagonisti è possibile smontarne alcuni che non sono utili in esercizio e aggiungerne altri superiormente nelle zone di appoggio e inferiormente al centro delle campate. Lo smontaggio e il riuso dei cavi utilizzati per la spinta non è però semplice, per cui spesso si tende a semplificare la configurazione dei cavi e a separare totalmente quelli utilizzati in fase di spinta con quelli definitivi di continuità se essi non sono previsti fin dall'inizio come cavi interni definitivi. Una discussione articolata a tal proposito può trovarsi in [4] o [9].

3. APPLICAZIONE NUMERICA

Viene riportata di seguito un'applicazione numerica a chiarimento di quanto visto nei paragrafi precedenti. Si consideri un ponte in cemento armato precompresso con un numero *n* di campate da realizzarsi a spinta. Per semplicità e ai fini dello studio della precompressione di spinta nella zona frontale, si considera di seguito un numero ridotto di campate n = 3, con luci eguali pari a L = 40 m, con sezione dell'impalcato a cassone monocellulare. In figura 11 sono indicate le caratteristiche geometriche.



Figura 11 – Geometria del ponte. a) Fase di avanzamento. b) Posizione di fine costruzione. c) Configurazione di esercizio d) Sezione trasversale.

Si suppone che la costruzione sia fatta per segmenti di lunghezza pari a L/2 = 20 m e che sia presente una campata di curing della stessa lunghezza dietro la spalla di lancio. E' presente un diaframma di irrigidimento trasversale tra due segmenti successivi. La zona frontale presenta invece degli ulteriori ringrossi a L/4 per ospitare gli ancoraggi della precompressione ausiliaria di spinta. Si suppone che siano previste armature ordinarie passanti nei giunti tra i segmenti di impalcato. Le caratteristiche della sezione sono: A = 5.4 m², $W_i = 3.3$ m³, $W_s = 5.5$ m³. I carichi considerati per il calcolo degli schemi in avanzamento sono: un carico uniformemente distribuito d'impalcato q = 0.16 MN/m e un carico medio distribuito del naso $q_n = 0.016$ MN/m.

Dal calcolo degli schemi di avanzamento si ottiene il diagramma di inviluppo dei momenti flettenti di fig. 12. Per una classe C35/45 del calcestruzzo, si fissano le tensioni limite a $f_{ct} = 0.02 f_{ck} = 0.7$ MPa e $f_c = 0.45 f_{ck} = -16$ MPa, dalle relazioni (1) si trova il valore *P* di precompressione centrata con i valori $M_{max} = 15000$ kNm e $M_{min} = -26000$ kNm. Risulta *P* = -22000 kN, precompressione che può essere ottenuta mediante 8 cavi 12T15 superiori e 4 cavi 12T15 inferiori. Si sceglie di disporre cavi rettilinei interni alle solette per l'intero sviluppo del ponte, con ancoraggi ogni L/2. I cavi verranno lasciati come cavi definitivi anche in fase di esercizio. In tale situazione il diagramma delle tensioni è quello di fig. 13, in cui è evidente come tale precompressione sia insufficiente nella zona frontale e in particolare nella prima campata (da 80 a 120 m).



Figura 12 – Inviluppo dei momenti flettenti per l'intera fase di spinta

Attraverso le relazioni (2) si può determinare il valore di precompressione aggiuntiva da introdurre con i cavi esterni in soletta e controsoletta di lunghezza L/4 nella zona frontale. Introducendo un valore $\Delta P = -4000$ kN, pari a 2 cavi 12T15, in questo caso uguale sia superiormente che inferiormente, si ottiene il diagramma delle tensioni di fig. 14 in cui tutte le sezioni risultano verificate. Attraverso l'analisi della sequenza di spinta è possibile anche determinare in quali schemi è necessario attivare i cavi aggiuntivi e procedere alla determinazione di una sequenza di tesatura in zona frontale e ad una precompressione ausiliaria regolabile assistita.



Figura 13 – Diagramma delle tensioni ai lembi per la sola precompressione centrata. In tratteggio il bordo superiore, a tratto continuo il bordo inferiore

Qualora si voglia invece procedere mediante una precompressione automatica, organica alla struttura, devono determinarsi le tensioni di attivazione e disattivazione dei cavi e le sezioni di controllo per scrivere le relazioni (5), considerando come tensione dovuta alla precompressione organica, quella fornita dallo sforzo ΔP dei due cavi 12T15 organici. Si fissa un valore della tensione di attivazione nullo $f_{c,a} = 0$ MPa, mentre la tensione di disattivazione viene trovata attraverso la relazione (7) e risulta $f_{c,d} = -2.4$ MPa.

Le sezioni di controllo scelte, la configurazione dei cavi di precompressione centrata e di precompressione ausiliaria sono evidenziati in figura 15 mentre in figura 16 è riportato il diagramma delle tensioni al lembo inferiore delle sezioni di controllo e la sequenza di attivazione e disattivazione dei quattro cavi organici inferiori.



Figura 14 – Diagramma delle tensioni ai lembi con l'introduzione della precompressione nella zona frontale. In tratteggio il bordo superiore, a tratto continuo il bordo inferiore

Risulta necessaria l'attivazione dei primi tre cavi inferiori per il varo di tutte le campate, mentre il cavo 4 viene attivato solo per il varo della prima campata.



Figura 15 – Precompressione di spinta organica e sezioni di controllo

Nel caso in esame risultano necessari per il varo di tutte le campate i soli cavi 2 e 3 superiori mentre i cavi 1 e 4 restano sempre inattivi.



Figura 16 – Diagramma delle tensioni al lembo inferiore tfrdelle sezioni di controllo e sequenza di tesatura dei cavi organici inferiori

4. CONCLUSIONI

E' stato riportato uno studio sulla precompressione nelle fasi di costruzione dei ponti realizzati per spinte successive. L'estrema variabilità delle sollecitazioni nelle sezioni durante la costruzione evidenzia la necessità di una precompressione nelle fasi di spinta differente da quella definitiva in esercizio della struttura. E' possibile affrontare la problematica attraverso una precompressione centrata eguale per l'intero impalcato in avanzamento con l'integrazione di una precompressione regolabile aggiuntiva nella sola zona frontale. La regolazione di questa parte di precompressione può essere effettuata in modo semi-automatico da un operatore (precompressione regolabile assistita) mediante una sequenza di tesatura prestabilita in fase di progetto. In alternativa è possibile rendere del tu tto automatica la regolazione della precompressione ausiliaria nella zona frontale (precompressione organica) mediante un sistema di controllo che comanda una centralina elettronica, la quale dispone l'attivazione e la tesatura dei cavi solo quando necessario. Sono stati evidenziati i parametri fondamentali per la progettazione della precompressione regolabile ausiliaria di spinta ed è stato riportata un'applicazione su un esempio di ponte a spinta.

BIBLIOGRAFIA

- GRANT, A. (1975) Incremental launching of concrete structures. ACI Journal, aug. 1975, 395-402
- [2] VSL ltd. (1977) The incremental launching method in prestressed concrete bridge construction. VSL Technical Report, april 1977, 1-17.
- [3] MARCHETTI, M.E. (1984) Specific design problems related to bridges built by using the incremental launching method. *Engineering Structures* v. 6:185-210
- [4] ROSIGNOLI, M. (2002) Bridge Launching. London: Thomas Telford
- [5] CALGARO, J.A., VIRLOGEUX, M. (1994) Projet et construction des ponts: analyse structurale des tabliers de ponts. Paris: Presses de l'Ecole Nationale de Ponts et Chaussées.
- [6] ARICI, M., GRANATA, M.F. (2007) Analysis of curved incrementally launched box concrete bridges using the Transfer Matrix Method. *Bridge Structures*, Vol. 3 n° 3-4, 165-181.
- [7] NAAMAN, A.E. (1985) Partially prestressed concrete: review and recommendations. *PCI Journal*. Nov-Dec 1985.
- [8] ROSIGNOLI, M. (1999) Prestressing schemes for incrementally launched bridges. *Journal of Bridge Engineering ASCE*, vol. 4 n. 2, 107-115.
- [9] AFGC (Association Française de Génie Civil). (1999) Guide des ponts poussés. Paris: Presses de l'Ecole Nationale de Ponts et Chaussées.
- [10] PACHECO, P.A.R do CARMO, DA FONSECA, AM. ADÃO (2002) – Organic prestressing. *Journal of Structural Engineering ASCE*. Vol. 128 n. 3, 400-405.
- [11] ARICI, M., GRANATA, M.F. (2007) Structural conception of curved incrementally launched bridges. *Proceedings of the 4th Conference on The Conceptual Approach to Structural Design.* Venice.
- [12] ROSIGNOLI, M. (1997) Solution of the continuous beam in launched bridges. Proc. Instr. Civ. Engrs. Structs. & Bldgs. Vol. 122, 390-398.

- [13] SASMAL, S., RAMANJANEYULU, K., SRINIVAS, V., GOPALAKRISHNAN, S. (2004) – Simplified computational methodology for analysis and studies on behaviour of incrementally launched continuous bridges. *Structural Engineering and Mechanics*. 17 (2), 245-266.
- [14] ROSIGNOLI, M. (1999) Reduced-Transfer-Matrix Method for Analysis of Launched Bridges. ACI Structural Journal. Vol. 96 (4), 603-608.
- [15] PACHECO, P.A.R do CARMO, DA FONSECA, AM. ADÃO (1996) – Dimensionamento de estruturas orgânicas. Betão Estrutural 96. 6° Encontro Nacional do Grupo Português de Pré-esforçado. 1-14.
- [16] GUERREIRO MORGADO ANDRE, A. C., PACHECO, P.A.R do CARMO, DA FONSECA, AM. ADÃO (2006) – Experimental Study of a launching gantry reduced scale model strengthened with organic prestressing. *Structural Engineering International IABSE*, 1, 49-52.

ANNOTAZIONI SULLA RISPOSTA DI STRUTTURE IN C.A. ISOLATE ALLA BASE CON DISPOSITIVI ELASTOMERICI AD ELEVATISSIMO SMORZAMENTO

Alberto Maria Avossa, Paolo Famigliuolo, Pasquale Malangone

Dipartimento di Ingegneria Civile, Seconda Università degli Studi di Napoli.

SOMMARIO

Le nuove norme NTC 2008 aprono fortemente all'impiego dei dispositivi elastomerici ad elevatissimo smorzamento (High Damping Lead Rubber Bearing) per il controllo passivo degli edifici sotto sisma. Esse consentono infatti di valutare la risposta strutturale con una procedura semplice e di generale diffusione (analisi modale con spettro assegnato) fino a valori del rapporto di smorzamento ξ pari a 0.30 e di scalare (fino ad un massimo di 0.55) le ordinate spettrali in funzione del valore di detto parametro. Tuttavia, come è noto: (a) i dispositivi HDLRB presentano una risposta di tipo marcatamente non lineare; (b) secondo alcuni autori, valori elevati di ξ producono l'effetto di amplificare la risposta della sovrastruttura. In tale contesto, il presente lavoro riguarda lo studio della risposta di strutture isolate alla base mediante dispositivi elastomerici HDLRB con valori del rapporto di smorzamento ξ fino a 0.30. Con riferimento a sistemi MDOF corrispondenti ad organismi resistenti in cemento armato modellati con una matrice di smorzamento "completa" ed isolati alla base con dispositivi HDLRB, in questa fase di indagine sono state valutate in primo luogo le risposte strutturali mediante analisi lineare time-history con integrazione frontale delle equazioni del moto. Sono stati impiegati a tal fine sia segnali accelerometrici generati che registrazioni di terremoti significativi. È stata poi condotta un'analisi di confronto tra le risposte di cui innanzi e quelle ottenute con un'analisi modale con spettro assegnato osservando la presenza di differenze significative -in particolare in funzione del rapporto di smorzamento ξ del sistema di isolamento- tra i valori di parametri che riguardano la sicurezza strutturale.

SUMMARY

The new Italian code NTC2008 allows the use of elastomeric isolation devices with high damping (High Damping Lead Rubber Bearing) for the passive control of seismic structural response. These code provisions allow the estimate of the structural seismic response by means a simple response spectrum analysis also for values of the damping ratio ξ up to 0.30 and permits the reduction of the spectrum ordinates up to a maximum value of 0.55 depending on ξ . However, as is well known: a) HDLRB devices show a strongly non-linear response; b) according to some authors, high values for the ξ damping ratio cause the effect of amplifying the response of the superstructure. In this context the paper concerns the evaluation of the structural response of base-isolated structures with HDLRB devices with values of damping ratio ξ up to 0,30. In this investigation, with reference to simple MDOF systems corresponding to base-isolated reinforced concrete structures modelled with an "exact" damping matrix, the structural response through a linear time-history with a direct integration of motion equation were evaluated using both artificial accelerograms that recorded accelerograms. Then a comparison between time history analysis results and response spectrum method results to varying of the damping ratio, evidenced meaningful differences between the values of some structural safety parameters.

1. INTRODUZIONE

Com'è noto, la tecnica dell'isolamento alla base riveste un ruolo di primissimo piano tra le strategie di protezione antisismica, anche a motivo dei notevoli avanzamenti intervenuti nei processi di produzione e di sperimentazione dei dispositivi di isolamento. L'obiettivo principale dell'isolamento sismico consiste nella massima riduzione della risposta della sovrastruttura (accelerazioni e caratteristiche della sollecitazione) col vincolo di limitare lo spostamento relativo tra suolo e piano di isolamento. Al riguardo va considerato che le strutture dotate di isolamento con bassi valori di smorzamento associati alla forma modale principale sono esposte alle componenti a bassa frequenza dell'eccitazione sismica, che possono essere causa di un'eccessiva deformazione dei dispositivi. Tuttavia, l'introduzione di un forte rapporto di smorzamento riduce in genere l'effetto dell'isolamento nel campo delle più alte frequenze. Pertanto una maggiore dissipazione da parte degli organi di isolamento se permette, da un lato, di controllare gli effetti di risonanza relativamente al primo modo e di contenere l'impegno deformativo dei dispositivi, comporta dall'altro un incremento della domanda prestazionale per la sovrastruttura. A tal proposito Inaudi e Kelly [2] e successivamente Ahmadi et al. [3] hanno svolto indagini per determinare lo smorzamento ottimo da assegnare al sistema di isolamento. In seguito Palazzo et al. [10] hanno sviluppato un'estesa indagine rivolta all'analisi di sistemi isolati alla base utilizzando un modello lineare equivalente a due gradi di libertà e rilevando che la loro risposta ad eccitazioni di natura stocastica presenta valori ottimali in corrispondenza di fattori di smorzamento dei dispositivi contenuti nell'intervallo 25-30%. Un successivo studio di Kelly [5] basato sull'analisi modale di un sistema lineare a due gradi di libertà ha invece evidenziato, con una soluzione in forma chiusa, l'effetto negativo sulla risposta della sovrastruttura causato da elevati rapporti di smorzamento associati al sistema d'isolamento (già a partire da rapporti pari al 10%) a causa principalmente della presenza dei termini di accoppiamento nella matrice di smorzamento del sistema isolato. Di recente questo aspetto del problema è stato ripreso da Politopoulos [7] con riferimento a sistemi isolati a pochi gradi di libertà integrati da dispositivi dissipativi di tipo viscoso e/o isteretico, senza portare in conto l'effetto dei termini di accoppiamento delle azioni smorzanti. I risultati hanno evidenziato, in questo caso, un incremento delle accelerazioni e delle azioni sulla sovrastruttura se i rapporti di smorzamento modale associati al primo modo risultano superiori al 35%.

D'altra parte alcuni documenti tecnici sia in ambito nazionale che internazionale (FEMA 451 [17], NTC 2008 [19]) aprono all'impiego di dispositivi di isolamento con rapporti di smorzamento ξ molto elevati, consentendo la valutazione della risposta mediante analisi modale con spettro assegnato fino a valori di ξ pari a 0.30.

Il presente lavoro si inserisce nel contesto prima descritto, ponendosi l'obiettivo di effettuare un'analisi di confronto riguardante la risposta di semplici sistemi piani MDOF in cemento armato isolati alla base con dispositivi elastomerici ad elevatissimo smorzamento (High Damping Lead Rubber Bearing - HDLRB). In particolare, vengono inizialmente valutate le risposte strutturali ottenute mediante analisi lineare timehistory con integrazione diretta delle equazioni del moto, impiegando sia registrazioni di terremoti storici bibliograficamente significativi che segnali artificiali spettro-compatibili. Vengono poi valutate le risposte corrispondenti ottenute mediante analisi modale con spettro assegnato, procedendo alla prevista analisi di confronto con i dati prima acquisiti. In questo ambito viene osservata la presenza, per valori di ξ compresi tra 0.20 e 0.30, di differenze significative tra i valori di alcuni parametri che riguardano la sicurezza strutturale.

2. CARATTERIZZAZIONE DELLA MATRICE DI SMORZAMENTO PER STRUTTURE ISOLATE

Una struttura isolata alla base può essere in genere schematizzata come l'insieme di due sottostrutture, costituite rispettivamente dalla struttura in elevazione e dal sistema d'isolamento sottostante. Di conseguenza, la caratterizzazione dello smorzamento strutturale dell'intero sistema isolato può essere effettuata valutando, da una parte, le caratteristiche di smorzamento dei singoli sottosistemi e considerando, dall'altra, gli effetti dovuti al loro accoppiamento.

Nell'ipotesi che la struttura in elevazione sia classicamente smorzata alla Clough, ossia che non esistano forti differenze tra i meccanismi interni di dissipazione e che le sue capacità dissipative siano indipendenti dalla rigidezza, è possibile esprimere la matrice [C] della struttura a base fissa come segue:

$$[C] = [M] \left[\sum_{j=l}^{n} \frac{2\xi_j \omega_j}{\overline{M}_j} \left\{ \phi_j \right\} \left\{ \phi_j \right\}^T \right] [M] \quad (1)$$

in cui $\omega_j \in \xi_j$ rappresentano rispettivamente la pulsazione e il rapporto di smorzamento modale del *j*-esimo modo di vibrare $\{\phi_j\}$ della struttura non smorzata a base fissa ed M_j è la massa modale corrispondente. D'altra parte, la costante di smorzamento C_b del sistema di isolamento viene in genere valutata a partire dal valore del rapporto di smorzamento ξ_{esi} relativo al critico attraverso la formula seguente:

$$C_b = 2 \cdot \xi_{esi} \cdot \sqrt{K_{esi} \cdot M_{tot}} \tag{2}$$

in cui K_{esi} ed M_{tot} rappresentano rispettivamente la rigidezza equivalente del sistema di isolamento e la massa complessiva della sovrastruttura. Come è noto, a partire da detti parametri di smorzamento dei due sottosistemi è possibile esprimere la matrice di smorzamento del sistema isolato $[C_{iso}]$ al modo seguente:

$$\begin{bmatrix} C_{iso} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_b + C_o & \left\{ C_{sp} \right\}^T \\ \left\{ C_{sp} \right\} & \begin{bmatrix} C \end{bmatrix} \end{bmatrix}$$
(3)

in cui il termine C_0 rappresenta l'incremento di dissipazione del sistema di isolamento per la presenza della sovrastruttura ed è pari alla somma di tutti gli elementi della matrice di smorzamento [C]; mentre il vettore $\{C_{sp}\}$ esprime l'accoppiamento tra le due sottostrutture, con generico termine k-esimo pari all'opposto della somma degli elementi della k-esima colonna della matrice [C] della sovrastruttura stessa.

3. RISULTATI DELL'ANALISI TIME-HISTORY CON APPROCCIO FRONTALE

La presenza di dispositivi di isolamento con elevati valori del rapporto di smorzamento $(0.20 \le \xi \le 0.30)$, se da un lato consente di limitare e contenere entro i limiti previsti l'entità degli spostamenti alla base, può determinare dall'altro -come evidenziato da alcuni autori- un incremento degli effetti nella sovrastruttura in termini di accelerazioni di piano e di spostamenti d'interpiano rapportati all'altezza (*interstorey drift ratio* - *IDR*). Per valutare tale conseguenza, in questo lavoro è stata condotta una sperimentazione numerica su due schemi a pochi gradi di libertà isolati alla base. Si tratta in particolare di telai piani a campata unica con schema a due e a cinque livelli, aventi una massa *m* pari a 7,93 kN*s²/m per ciascun piano, rapporti di smorzamento modale pari al 5% per tutti i piani e periodo a base fissa pari a $T_{2P,bf} = 0.17$ s e $T_{5P,bf} = 0.25$ s. Per quanto riguarda la definizione delle strutture isolate, sono state introdotte caratteristiche del sistema di isolamento tali da ottenere -per entrambi gli schemi considerati- periodi della struttura isolata T_{iso} pari rispettivamente a 1.5, 2.0 e 2.5 secondi (Fig. 1) e rapporti di smorzamento ξ_{esi} pari a 5%, 10%, 15%, 20%, 25% e 30%.

La sperimentazione numerica è stata effettuata considerando un comportamento visco-elastico lineare equivalente per il sistema d'isolamento ed elastico lineare per la sovrastruttura. Le analisi dinamiche *time-history* sono state condotte in ambiente SAP2000 mediante l'impiego della tecnica di integrazione frontale delle equazioni del moto, su un modello definito con una distribuzione "esatta" dei dispositivi di smorzamento tra i piani. In particolare, a partire dalla definizione completa della matrice di smorzamento della struttura isolata alla base [C_{iso}] e dei suoi termini c_{ij} , per la definizione della matrice di smorzamento in ambiente SAP sono stati introdotti



Figura 1 – Schemi strutturali esaminati



Figura 2 – Spettri elastici dei segnali generati (\xi = 5\%)

opportuni dispositivi di smorzamento viscoso tra i vari piani nonchè tra i singoli piani ed un riferimento fisso, valutandone le rispettive costanti $c'_{ij} \in c'_i$ come segue:

$$c'_{ij} = -c_{ij} \qquad per \qquad i \neq j$$

$$c'_{i} = c_{ii} - \sum_{k=1..n}^{k \neq i} c'_{ik} \qquad per \qquad i = j$$
(4)

E' importante notare che, in base alla definizione data in precedenza per i termini del vettore di accoppiamento $\{C_{sp}\}$, l'unico dispositivo collegato al riferimento esterno avente una costante di smorzamento di valore non nullo è quello corrispondente al piano d'isolamento. Detto valore coincide per altro con il coefficiente di smorzamento viscoso C_b del sistema d'isolamento.

Le strutture così definite sono state inizialmente sottoposte ad un set di dieci segnali accelerometrici artificiali generati a partire dallo spettro elastico proposto dall'EC8 per suolo di tipo A. La generazione dei segnali accelerometrici è stata effettuata in maniera tale da avere una durata complessiva pari a 40s con una parte pseudo-stazionaria di circa 20s; inoltre la media delle ordinate spettrali relative ai diversi accelerogrammi presenta uno scarto in difetto non superiore al 10%, rispetto alla corrispondente ordinata dello spettro elastico di partenza, per ogni punto dell'intervallo $0,15s \div 1,2$ T_{iso} (Fig. 2). I risultati delle analisi time-history relativi a detti segnali artificiali evidenziano che al crescere del rapporto di smorzamento del sistema d'isolamento ξ_{esi} si registra ovviamente un decremento del valore dello spostamento assoluto del piano di isolamento. Con riferimento alla risposta della sovrastruttura si evidenzia invece che al crescere del rapporto di smorzamento ξ_{esi} ed in particolare per valori compresi nell'intervallo 20%-30% si verifica un aumento del valore massimo dello spostamento IDR d'interpiano rapportato all'altezza di piano. In particolare per la struttura isolata a due piani tale effetto riguarda all'incirca un terzo delle situazioni esaminate e precisamente: a) segnali Gene3 e Gene5 per T_{iso} pari a 2.0s; b) segnali Gene3, Gene9 e Gene10 per Tiso pari a 1.5s; c) segnali Gene7 e Gene8 per tutti i valori del periodo (Fig. 4). Per la struttura isolata a cinque piani il suddetto effetto viene invece riscontrato per tutti i segnali analizzati e per ogni valore del periodo T_{iso} (Fig. 5).

Successivamente sono state condotte ulteriori analisi *timehistory* con riferimento a dieci segnali accelerometrici relativi a terremoti storici bibliograficamente significativi. La scelta effettuata per i segnali è anche confortata dalla circostanza che la media dei loro spettri presenta caratteristiche di coerenza con lo spettro proposto dall'EC8 per terreno di tipo A (Fig. 3 – Tab. 1). Anche in questo caso i risultati delle analisi hanno evidenziato, a parte l'ovvia riduzione degli spostamenti assoluti del piano d'isolamento all'aumentare del rapporto di smorzamento dei dispositivi, che gli effetti sulla sovrastruttura possono crescere all'aumentare di ξ_{esi} . Si riscontrano infatti, per entrambi gli schemi esaminati e per ogni valore del periodo T_{iso} , incrementi dell'*IDR* all'aumentare di ξ_{esi} per i segnali di Colfiorito, Mercato San Severino e Tolmezzo (Figg. 6-7).

I risultati ottenuti evidenziano dunque che la presenza di dispositivi d'isolamento ad elevatissimo smorzamento (20-30%) può determinare un'amplificazione delle azioni sulla sovrastruttura, specialmente nel caso dello schema più defor-



Figura 3 – Spettri elastici dei segnali storici (ξ =5 %)

mabile (telaio a 5 piani). Tale conseguenza è collegabile sia al trasferimento di una maggiore quantità di energia alla sovrastruttura che alla maggiore partecipazione dei modi di vibrare superiori al primo. E' possibile in definitiva considerare, con riferimento ai casi esaminati, che l'impiego di dispositivi con rapporti di smorzamento elevati se da un lato consente la limitazione degli spostamenti del piano di isolamento, di contro determina un incremento delle sollecitazioni e delle deformazioni nella sovrastruttura.

Tabella 1 – Caratteristiche dei segnali storici

Input	Data	Ora	Dir	Ms	amax/g	t₽
Bevagna	26.09.97	00.33	NS	5 50	0.0342	46.11
Calitri	23 11 80	18 34	NS	6.87	0.1556	86.05
Colfiorito	26.09.97	09.40	NS	5.90	0.1781	18 32
El Centro	18 05 40	20.37	NS	7 20	0.1/01	53 74
Koba	16.01.05	20.37	NS	6.00	0.9465	18 00
NODE M.S. Savarina	10.01.93	20.40	IND	6.90	0.8210	48.00
M.S.Sevenno	25.11.60	10.54		0.0/	0.1369	72.31
Northridge	17.01.94	04.31	NS NG	6.70	0.8827	59.98
San Fernando	09.02.71	06.00	NS	6.60	0.2548	59.48
Sturno	23.11.80	18.34	EW	6.87	0.3229	71.93
Tolmezzo	06.05.76	20.00	EW	6.50	0.3158	35.41



Figura 4 – Telaio a due livelli – segnali generati: Interstorey drift ratio (IDR) al variare di ξ_{esi} e di T_{iso}



Figura 5 – Telaio a cinque livelli – segnali generati: Interstorey drift ratio (IDR) al variare di ξ_{esi} e di T_{iso}



Figura 6 – Telaio a due livelli - segnali storici: Interstorey drift ratio (IDR) al variare di ξ_{esi} e di T_{iso}



Figura 7 – Telaio a cinque livelli - segnali storici: Interstorey drift ratio (IDR) al variare di ξ_{esi} e di T_{iso}

4. RISULTATI DELL'ANALISI MODALE CON SPETTRO ASSEGNATO

Come già richiamato in precedenza, per l'analisi della risposta di strutture isolate alla base alcuni regolamenti consentono, anche in presenza di dispositivi di isolamento con rapporti di smorzamento di valore elevatissimo (fino al 30%), l'impiego dell'analisi modale con spettro assegnato. In particolare, con riferimento al modo fondamentale del sistema viene consentita una significativa riduzione delle ordinate dello spettro elastico per tutto il campo di periodi $T \ge 0.8 T_{iso}$, attraverso un coefficiente η (che può valere fino a 0.55) dipendente dal valore del rapporto di smorzamento ξ_{esi} del sistema di isolamento. Per i modi superiori della struttura è possibile invece assumere che il rapporto di smorzamento del modello completo sia quello della sovrastruttura nella condizione di base fissa. Su questa base, le analisi modali degli schemi in esame sono state svolte con riferimento agli spettri di risposta elastici dei diversi segnali opportunamente scalati come da norma. I risultati ottenuti, che non sono qui consegnati per esigenza di spazio, hanno evidenziato effetti qualitativamente corrispondenti a quelli ricavati con le analisi *time-history*.

Sono state allora valutate le differenze tra i risultati ottenuti con le due tecniche nei diversi casi, espresse in termini di errore percentuale rispetto ai valori dell'analisi *time-history*. Dai dati ottenuti si evince che, con riferimento allo spostamento assoluto del piano di base, l'impiego dell'approccio modale conduce in ogni caso a risultati conservativi con margine di stima in genere crescente all'aumentare del rapporto di smorzamento del sistema d'isolamento. L'analisi modale determina infatti una sovrastima di detto parametro, con errori fino al 15% per valori di ξ_{esi} tra il 5 ed il 15% e fino al 50% per valori di ξ_{esi} pari al 30%. Di contro, l'impiego dell'analisi modale con spettro assegnato risulta non conservativa per la stima della risposta della sovrastruttura espressa in termini di *IDR*. Infatti nel caso dei segnali accelerometrici storici la sottostima dei risultati dell'analisi modale rispetto a quelli dell'analisi *time-history* per valori di ξ_{esi} fino al 15% comporta un errore percentuale all'incirca del 5%. Per gli input di Colfiorito, Mercato San Severino e Tolmezzo detto errore si amplifica fino al 15%. Per valori di ξ_{esi} oltre il 15% risulta parimenti che l'analisi modale sottostima in modo significativo i valori di *IDR*, con errori di valore compreso tra il 10 ed il 20% (fig. 8). Nel caso dei segnali artificiali, la situazione appena descritta è confermata con ulteriore evidenza. Risulta infatti (fig. 9) che



Figura 8 – Interstorey drift ratio (IDR) - segnali storici: confronto tra analisi time-history ed analisi modale



Figura 9 – Interstorey drift ratio (IDR) - segnali generati: confronto tra analisi time-history ed analisi modale

l'analisi modale sottostima sistematicamente e fortemente i valori di *IDR* rispetto all'analisi *time-history*, con errori percentuali che raggiungono anche il 40% nel caso di $\xi_{esi} = 0.30$. Con riferimento ai casi esaminati, i risultati ottenuti possono allora condurre alle seguenti prime annotazioni: (a) per valori del rapporto di smorzamento del sistema d'isolamento fino al 15-20% l'analisi modale con spettro assegnato sottostima (di poco) la risposta della sovrastruttura in termini di *IDR*, laddove fornisce valori ampiamente conservativi per lo spostamento di base; (b) viceversa, per valori del rapporto di smorzamento del sistema d'isolamento superiori al 20% l'analisi modale fornisce in ogni caso risultati non conservativi rispetto a quelli dell'analisi *time-history* (per i segnali generati, le differenze rilevate risultano affatto ragguardevoli).

5. CONCLUSIONI

Il presente lavoro riguarda lo studio della risposta sotto sisma di strutture in c.a. isolate alla base mediante dispositivi elastomerici ad elevatissimo smorzamento (HDLRB), con lo specifico obiettivo di valutare il ruolo assunto dal rapporto di smorzamento ξ_{esi} del sistema di isolamento sulla risposta della sovrastruttura.

E' stata analizzata la risposta di semplici sistemi MDOF (a due e a cinque livelli) isolati alla base, effettuandone l'analisi dinamica time-history con integrazione diretta delle equazioni del moto. A tal fine sono stati impiegati sia segnali artificiali generati a partire dallo spettro EC8 per suolo tipo A che registrazioni accelerometriche di terremoti storici significativi. I risultati ottenuti hanno evidenziato in genere l'effetto non favorevole che l'impiego di dispositivi d'isolamento ad elevatissimo smorzamento ($0.20 \le \xi_{esi} \le 0.30$) può produrre sulla risposta sismica della sovrastruttura, specialmente nel caso di sovrastruttura a base fissa maggiormente deformabile. Tale circostanza dipende principalmente dal trasferimento alla sovrastruttura di una maggiore quantità di energia da parte del sistema d'isolamento, nonchè da una minore efficacia dello stesso in quanto i modi superiori di vibrare del sistema isolato partecipano maggiormente alla risposta complessiva.

La risposta dei sistemi MDOF di cui sopra è stata successivamente valutata mediante analisi modale con spettro assegnato, ancora al fine di conoscerne le caratteristiche in presenza di valori elevati dei rapporti di smorzamento del sistema di isolamento.

È stata quindi effettuata un'analisi di confronto tra i risultati ottenuti mediante le due procedure di cui innanzi, osservando in primo luogo che l'analisi modale fornisce in ogni caso risultati conservativi nella stima dello spostamento al piano di isolamento. Di contro, nel caso di rapporti di smorzamento del sistema di isolamento di valore oltre il 20%, l'analisi modale sottostima fortemente l'entità dei massimi spostamenti d'interpiano (*IDR*) mostrandosi quindi "inadatta" a valutare la risposta della sovrastruttura. Con riferimento al livello di indagine qui svolta ed in base ai risultati ottenuti, in presenza di rapporti di smorzamento del sistema di isolamento ξ_{esi} superiori al 20% sembra dunque opportuno ricorrere all'analisi *time history*, utilizzando un gruppo significativo di segnali accelerometrici da definire in funzione delle caratteristiche del sito.

Gli ambiti di questo studio andranno allargati con ulteriori e più estese analisi in campo non lineare, anche sulla base di realistiche caratterizzazioni meccaniche sotto azioni dinamiche e cicliche dei dispositivi HDLRB ad elevatissimo smorzamento. Tuttavia l'apertura della norma all'analisi dinamica lineare con spettro assegnato fino a valori del rapporto di smorzamento ξ_{esi} del sistema d'isolamento pari al 30% non può essere considerata, sulla base dei risultati prima discussi, cautelativa per la sovrastruttura.

BIBLIOGRAFIA

- [1] J.M. Kelly (1992), Theory and practice of seismicisolation design. *Earthquake Engineering Research Center*, University of California at Berkeley.
- [2] J.A. Inaudi, J.M. Kelly (1992), Optimum Damping in Base-Isolated Structures, *Proceedings Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid.
- [3] H.R. Ahmadi, K.N.G. Fuller, A.H. Muhr (1993), Current Research At MRPRA Related To Seismic Isolation of Buildings, *Int. Post-Smirt Seminar*, Capri, Napoli, Italy.
- [4] J.M. Kelly (1997), Earthquake-resistant design with rubber, Springer-Verlag, 2nd edition, London.
- [5] J.M. Kelly (1999), The role of damping in seismic isolation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Wiley & Sons, 28, 3-20.
- [6] C.Christopopulos, A.Filiatrault (2006), Principles of passive supplemental damping and seismic isolation, IUSS Press, Pavia-Italy.
- [7] I. Politopoulos (2008), A review of adverse effects of damping in seismic isolation, *Earthquake Engineering* and Structural Dynamics, Wiley & Sons, 37, 447-465.
- [8] C.P. Providakis (2008), Effect of LRB isolators and supplemental viscous dampers on seismic isolated buildings under near-fault excitations. *Engineering Structures*, Elsevier 30, 1187-1198.
- [9] J.S. Hwang, J.M. Chou (1996), An equivalent linear model of lead-rubber seismic isolation bearings, *Engineering Structures*, Elsevier, 18:7, 528-536.
- [10 B. Palazzo, L. Petti (1996), Response of Base Isolated Systems to Random Excitations, *European Earthquake Engineering*, Pàtron Editore, vol. 2.
- [11] P.Malangone, M.Ferraioli (1998), A modal procedure for seismic analysis of non-linear base-isolated multistorey structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley & Sons, 27, 397-412.
- [12] J.Hall (1999), The role of damping in seismic isolation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Discussion, John Wiley & Sons, 28, 1717-1720.
- [13] M. Ferraioli, A.M. Avossa, P.Malangone (2004), Approximate Method for Evaluation of Seismic Damage of RC Buildings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Wancouver, Canada.
- [14] A.K. Chopra (1995). Dynamics of Structures. Prentice Hall. New Jersey.
- [15] R.I. Skinner, W.H. Robinson, G.H. McVerry (1993), An introduction to seismic isolation. John Wiley & Sons. New York.
- [16] CEN-European Committee for Standardization (2005), Structural bearings – part 3: elastomeric bearings, UNI-EN 1337-3:2005.
- [17] FEMA 451 (2006), NEHRP Recommended Provisions: Design Examples, *Federal Emergency Management Agency*. Washington.
- [18] Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. (1998), Linee guida per la progettazione, esecuzione e collaudo di strutture isolate dal sisma. Servizio Tecnico Centrale Ministero LL.PP., Roma.
- [19] D.M. 14.01.2008. NTC-Norme Tecniche per le Costruzioni, Gazzetta Ufficiale n.9 del 04.02.2008.

INDAGINE SPERIMENTALE SUL COMPORTAMENTO DI TRAVI RETICOLARI MISTE

Valeria Badalamenti¹, Piero Colajanni², Lidia La Mendola¹, Nunzio Scibilia¹

1 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Aerospaziale e Geotecnica, Università di Palermo 2 Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Messina

SOMMARIO

Nel lavoro sono presentati i risultati di indagini sperimentali condotte su travi ed elementi di travi reticolari miste in acciaiocalcestruzzo, svolte presso l'Università di Palermo, nell'ambito di un programma di ricerca tendente a validare criteri e metodi per la progettazione strutturale di tali sistemi. Preliminarmente si riporta una sintesi dei risultati, già presentati in altre memorie, ottenuti da indagini su problemi locali di trasmissione degli sforzi tra gli elementi che compongono la trave sia prima che dopo il getto di calcestruzzo; successivamente si presentano i risultati di una sperimentazione su trave continua opportunamente strumentata in modo da rilevare il comportamento complessivo e le modalità di trasmissione degli sforzi fra traliccio di acciaio e calcestruzzo in prossimità del nodo.

SUMMARY

The results of an experimental investigation on hybrid steel-concrete beams and beam elements are presented. The tests have been carried out at the University of Palermo, in the framework of a research program addressed to validate methods and criteria for the structural design of this structural typology. Results, previously presented by the authors in other papers, are synthetically represented, obtained by investigations on local problems of stress transfer between the elements constituting the beam before and after the concrete casting. Then results of a new experimental test on a continuous beam are presented focusing the global behaviour and the force transmission mechanisms between steel truss and concrete in the region close to the beam-column node.

1. INTRODUZIONE

Fra le innumerevoli tipologie di travi tralicciate miste impiegate per la realizzazione di edilizia abitativa, un ruolo preminente è rivestito dalle travi costituite da un corrente superiore metallico ed uno inferiore realizzato con un piatto metallico o un fondello in calcestruzzo precompresso, collegati da aste di parete inclinate, a formare una travatura reticolare. Il sistema strutturale così ottenuto consente di sfruttare nella fase di costruzione iniziale (fase 1), sia la funzione di cassero del piatto inferiore che le capacità portanti della trave tralicciata. Impiegandola in sinergia con solai ad elementi prefabbricati è così possibile evitare la realizzazione di casseri in opera e la disposizione di strutture di sostegno provvisorie. Nella fase che segue il getto di calcestruzzo che ingloba il traliccio, dopo la presa e l'indurimento, l'elemento strutturale che ne risulta si configura come un sistema misto acciaio-calcestruzzo (fase 2) da connettere agli elementi portanti verticali con dispositivi diversi a seconda dalla tipologia degli stessi elementi. Nel caso di strutture intelaiate con pilastri in c.a. gettati in opera, la connessione viene garantita solitamente da armature da c.a. aggiuntive disposte sia inferiormente che superiormente, passanti al nodo.

Nel valutare il comportamento a rottura di un siffatto organismo strutturale, ed in particolare le caratteristiche di resistenza, deformabilità e duttilità della trave e del collegamento stesso, risulta di fondamentale importanza conoscere quali siano i meccanismi resistenti attivati, in che misura sono coinvolti gli elementi del traliccio metallico, e quali le possibili modalità di crisi.

In questo ambito vengono presentati alcuni risultati di prove sperimentali facenti parte di una più vasta ricerca condotta per lo studio del comportamento sismico delle travi tralicciate miste inserite in telai in c.a. In particolare si focalizza l'attenzione sulle prove condotte su elementi semplici e su campioni di trave per la verifica dei meccanismi di trasmissione degli sforzi tra i differenti elementi di acciaio del traliccio e fra il traliccio in acciaio e il calcestruzzo; tali meccanismi rivestono un ruolo primario nel determinare il comportamento degli elementi composti acciaio-calcestruzzo.

Le prove riproducono il comportamento della travatura metallica in fase 1 prima del getto di calcestruzzo e della trave mista in fase 2 a getto effettuato. La tipologia di traliccio utilizzato nella sperimentazione è mostrata in Figura 1 e si riferisce a travi messe in opera prevedendo dei puntelli di estremità, senza sfruttarne a pieno l'autoportanza.



Corrente superiore 3\u00f516

Barre d'anima \u00e912 (cavallotti)

Barre ø8 mm guida per saldatura delle anime

Piatto di larghezza 300 mm e spessore 5 mm

Figura 1 - Traliccio della trave sottoposta a prova

2. PROBLEMI LOCALI NELLA TRASMISSIONE DEGLI SFORZI

Si riporta una breve sintesi dell'indagine sperimentale effettuata dagli autori, presentata in dettaglio in [1], [2], [3], rivolta alla verifica dei meccanismi di trasmissione degli sforzi tra gli elementi che costituiscono la trave, sia in fase 1 prima del getto di calcestruzzo, che in fase 2 a getto effettuato. In particolare le indagini relative alla fase 1, durante la quale può essere sfruttata l'autoportanza della trave reticolare in acciaio, hanno riguardato sia il comportamento dei giunti saldati degli elementi costituenti la trave metallica, che la resistenza a taglio della travatura. Per questo ultimo scopo sono state realizzate prove di push-out su campioni di travatura metallica del tutto simili a quelli completati con getto di calcestruzzo impiegati per indagare sulla trasmissione degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo.

2.1 Giunti saldati

In Figura 2 sono riportate le configurazioni dei campioni che riproducono le due tipologie di giunto saldato nel traliccio: il giunto barra d'anima-corrente superiore (indicato di seguito come tipo A) ed il giunto barra d'anima-piatto (indicato di seguito come tipo B). Con riferimento alla prima tipologia sono state eseguite: prove di trazione su saldatura a cordone d'angolo tra armatura d'anima, di diametro $\phi=12$ mm, e corrente superiore di diametro $\phi=16$ mm; per la seconda tipologia sono state effettuate prove su saldature a completa penetrazione tra piatto dello spessore di 5 mm e barra d'anima di diametro $\phi=12$ mm (tipo B1) in un primo caso e barra di diametro $\phi=16$ mm (tipo B2) in un secondo.

Nella Tabella 1 sono presentati i risultati sperimentali ottenuti, riportando il valore del carico di rottura e le modalità di rottura. Nella stessa tabella sono indicati i rapporti tra il carico massimo ottenuto dalla sperimentazione e quello ottenuto dal calcolo [1]. In tutti i casi i valori nominali risultano cautelativi. Tali valori, nel caso della saldatura a cordone d'angolo, sono calcolati seguendo la procedura descritta nella norma italiana CNR 10011-97 [4], assumendo che la sezione di gola abbia larghezza pari all'altezza del triangolo inscritto nella sezione trasversale del cordone e lunghezza pari a quella del cordone (2¢), ridotta del 30%. L'altezza della sezione di gola è assunta pari a 0.3 volte il diametro minore delle due barre saldate [5] e la tensione è quella di rottura del materiale d'apporto (510 N/mm²). Nel caso di saldatura di testa il calcolo della resistenza è condotto assumendo che la sezione sia monolitica e la tensione sia quella di snervamento del materiale d'apporto della saldatura. Il valore così ottenuto è poi moltiplicato per il fattore 0.85 (II classe). I risultati in tabella mostrano che nelle prove su



Figura 2 - Schema dei giunti saldati (dimensioni in mm): a) tipo A; b) tipo B

Tabella 1 – Risultati sperimentali delle prove sui giunti

Tipo di giunto	Carico di rottura (kN)	F_{spe}/F_{calc}	Modalità di rottura
	62.63	1.42	Saldatura
	51.52	1.17	Saldatura
٨	54.27	1.23	Delaminazione
A	47.90*	1.10	Saldatura
	55.14*	1.25	Delaminazione
	68.28*	1.55	Barra
	70.81	1.44	Barra
	66.27	1.35	Barra
B 1	66.95*	1.37	Barra
DI	60.71*	1.24	Saldatura
	57.03*	1.16	Saldatura
	66.60*	1.36	Saldatura
	104.58	1.20	Saldatura
B2	98.23	1.13	Saldatura
	98.13	1.13	Saldatura

* Prelievi da traliccio prodotto in stabilimento

giunto di tipo B i provini con barre d'anima di diametro 12 mm estratti da spezzoni di trave e i provini confezionati con barre di diametro 16 mm hanno manifestato la rottura della saldatura, ad eccezione di un solo provino, evidenziando la difficoltà di effettuare saldature a completo ripristino di resistenza.

2.2 Prove di push-out in prima fase

Al fine di caratterizzare il comportamento del traliccio in fase 1 sono state eseguite due prove monotoniche di scorrimento, a controllo di spostamento, su campioni realizzati come mostrato in Figura 3, in cui sono stati aggiunti la geometria, la strumentazione per l'acquisizione dei risultati e il punto di applicazione del carico.

I campioni sono di seguito indicati con la sigla S1 e S2. Il campione S2 differisce dal campione S1 solo per la presenza di piatti di irrigidimento longitudinali, di larghezza
40 mm e spessore 5 mm, connessi alle armature d'anima delle due travi reticolari, inseriti al fine di ridurre la snellezza ed evitare i fenomeni di instabilità delle barre d'anima compresse che si sono manifestati nel campione S1. La strumentazione per il rilievo della risposta consiste in: - due estensimetri elettrici applicati ai correnti superiori degli spezzoni di trave, per rilevare le deformazioni e calcolarne gli sforzi; - quattro comparatori millesimali per cogliere lo spostamento del piatto rispetto al corrente superiore.

Per brevità si riportano di seguito, in Figura 4, soltanto le curve aventi in ordinata il carico impresso e in ascissa lo spostamento registrato dal trasduttore del pistone, epurato delle aliquote dovute alla deformabilità della macchina di prova e degli elementi interposti. Le curve dedotte dalla media delle letture dei comparatori, qui non rappresentate, sono molto prossime a quelle rilevate dalla macchina. Le due curve mostrano un andamento simile nel primo tratto, successivamente il tratto non lineare che precede il picco (328 kN per S1 e 333 kN per S2) è caratterizzato da una crescente perdita di rigidezza da attribuirsi, oltre che alla variazione di configurazione geometrica del campione, al manifestarsi di fenomeni di instabilità delle barre compresse, soggette alla concomitante azione di sforzo normale e momento flettente [1]. Nel campione S1 il fenomeno di instabilità ha riguardato le aste compresse del traliccio d'anima. Nel campione S2 la presenza dei piatti di irrigidimento ha consentito di ritardare l'instabilità delle barre d'anima, modificando il meccanismo di collasso. È stato raggiunto un valore di picco del carico prossimo a quello riscontrato per il campione S1, seguito da una fase caratterizzata da una perdita di resistenza meno rapida. Nel campione S2, infatti, si sono instabilizzate le aste del corrente superiore, che esibiscono un migliore comportamento postcritico e consentono il raggiungimento di più ampie deformazioni in campo plastico con una più lenta perdita di resistenza. In entrambe le prove non si sono verificate crisi nelle saldature.

Le letture negli estensimetri hanno consentito di rilevare che durante tutta la prova le barre dei correnti superiori delle travi si sono mantenute in campo elastico, con una tensione massima pari a 165 N/mm². Le deformazioni hanno mostrato andamento crescente lineare con il carico, fino a rottura nel caso del campione S2, mentre nel caso del campione S1 l'andamento si è discostato da quello lineare per valori del carico superiori ai 200 kN, esibendo una riduzione del crescere della deformazione dovuta all'insorgere dell'instabilità nelle barre d'anima superiori che modificano il meccanismo di trasmissione degli sforzi fra corrente superiore e piatto.

2.3 Prove di push-out in seconda fase

Le prove di push-out in fase 2 sono finalizzate a fornire informazioni utili per la modellazione del comportamento a taglio delle travi reticolari miste. I campioni sono rappresentativi di una trave reticolare mista con traliccio metallico e getto di completamento in calcestruzzo di classe C25/30.

Sono stati realizzati tre campioni, indicati di seguito con le sigle P1, P2 e P3, il cui traliccio annegato nel calcestruzzo presenta la stessa geometria indicata in Figura 3, senza la base, come schematicamente rappresentato in Figura 5. Anche in questo caso sono stati utilizzati quattro comparatori per la misura degli scorrimenti fra il piatto di acciaio e il calcestruzzo e, per la valutazione degli sforzi nelle aste del traliccio, sono stati applicati gli estensimetri elettrici in una maglia, prima del getto, come indicato in Figura 5. Nei campioni P1 e P2 è stato applicato un estensimetro nella diagonale tesa (E2) e uno in quella compressa (E3), mentre nel campione P3 ne sono stati applicati due per diagonale (E2.1, E2.2 ed E3.1, E3.2) al fine di cogliere eventuali variazioni dello sforzo nell'asta di parete. Prima di sottoporre il campione a prova sono stati applicati altri due estensimetri (Fig. 5) sul piatto da ambo le parti, a cavallo del nodo del traliccio, in corrispondenza della maglia strumentata (E4, E5).

Le prove sono state condotte a controllo di spostamento. Preliminarmente, in accordo alle indicazioni fornite dall'Eurocodice 4 [6] per le prove di push-out su travi tradizionali composte acciaio-calcestruzzo, sono stati applicati 25 cicli di carico, con valore massimo di 200 kN per il provino P1, e 400 kN per i successivi P2 e P3.



Figura 3 - Push-out su traliccio nudo: geometria dei campioni (dimensioni in mm) e disposizione della strumentazione



Figura 4- Curve carico-spostamento delle lamiere nelle prove di push-out in fase 1



Figura 5 - Geometria dei campioni e disposizione della strumentazione- push-out in fase 2 (dimensioni in mm)

Per tutti e tre i campioni la crisi è avvenuta a seguito della rottura per trazione del calcestruzzo, con formazione di ampie fessure longitudinali parallele all'asse del provino, le quali hanno causato un progressivo trasferimento del carico di trazione sulle barre d'anima tese del traliccio metallico. Queste, raggiunta rapidamente la resistenza massima, hanno subito forti deformazioni plastiche nelle sezioni in prossimità del collegamento con il piatto, come si è avuto modo di osservare allo svuotamento dei provini. In particolare, nelle barre compresse si sono riscontrate forti deformazioni nelle sezioni poste ad una distanza di circa 50 mm dal piatto, presumibilmente in corrispondenza della formazione della fessura longitudinale. Si è pertanto manifestata una progressiva riduzione della resistenza del campione, e la progressiva rottura delle barre tese dei tralicci d'anima in prossimità del collegamento con il piatto. Nelle tre prove eseguite le saldature sono rimaste integre.

Dei risultati ottenuti si riportano soltanto quelli che descrivono il comportamento globale. In Figura 6 sono presentate le curve del carico al variare dello scorrimento fra il calcestruzzo e il piatto metallico, assunto indeformabile nel proprio piano.

Si osserva che la resistenza dei provini P1 e P2 è prossima fra loro, essendosi registrato un valore massimo del carico di 1051.6 kN per il provino P1 e 1004.9 kN per il provino P2. Il provino P3 è risultato più resistente, ed ha raggiunto un carico massimo di 1257.5 kN. Il verificarsi di tale circostanza è attribuibile alla maggiore resistenza a trazione del conglomerato del campione P3 che ha avuto un periodo di maturazione di circa tre mesi più lungo dei precedenti. Le curve per i tre campioni mostrano analoga pendenza fino ad un livello di carico di 800 kN.

Le letture negli estensimetri, riportate in dettaglio in [2], consentono di affermare quanto segue. Nelle aste diagonali compresse, gli estensimetri posti in mezzeria (campioni P1 e P2) hanno subito deformazioni modeste in campo elastico; analoghe considerazioni possono essere fatte per gli estensi-



metri che nella prova P3 sono posti in prossimità delle sezioni di attacco con il corrente superiore, mentre quelli posti in prossimità del piatto hanno misurato maggiori deformazioni in relazione alle plasticizzazioni per flessione subite dopo la formazione della fessura passante. Le aste diagonali tese, al progredire del carico hanno raggiunto lo snervamento e hanno subito ampie deformazioni in campo plastico. Gli estensimetri posti sui piatti hanno rilevato che questi rimangono in campo elastico; la differenza tra le letture dei due estensimetri mostra il progressivo trasferimento lungo l'asse del provino degli sforzi dal calcestruzzo alla trave tralicciata.

3. TRAVI CONTINUE: CAMPIONI E PROCEDURA DI PROVA

Per analizzare il comportamento delle sezioni di estremità delle trave in studio in presenza di azioni sismiche, sono stati confezionati tre campioni di trave continua da sottoporre a diverse condizioni di carico (Fig. 7). Il campione di prova è formato da due semitravi tralicciate, realizzate con il traliccio della tipologia descritta precedentemente. Le due semitravi convergono ad un nodo simulato attraverso uno spezzone di pilastro di poche decine di centimetri, opportunamente armato con barre longitudinali e staffe e precompresso in modo da riprodurre l'effettiva configurazione di un nodo gettato in opera di una struttura intelaiata con travi tralicciate miste e pilastri in c.a.. In particolare, le dimensioni e le armature dei campioni rappresentano quelle di una trave di spina a spessore di solaio appartenente al primo impalcato di un edificio a due piani di civile abitazione, in zona sismica caratterizzata da un accelerazione di picco del terreno di 0.35g.



Figura 7 - Campioni di trave continua (n. 3) e traliccio nudo



Figura 8 - Traverso di edificio a due campate di civile abitazione e schema di carico impiegato nella prova



Figura 9 - Campione di prova e disposizione degli estensimetri elettrici

Il calcestruzzo utilizzato nel getto è stato caratterizzato attraverso prove di compressione e di trazione indiretta su cilindri di diametro 100 mm ed altezza 200 mm. Tali prove hanno fornito valori medi della resistenza a compressione $f_c=32.10$ MPa e del modulo di elasticità $E_c=31320$ MPa.

La sperimentazione che si riporta di seguito riguarda la prima trave che è stata sottoposta a carichi ciclici senza inversione di segno, tali da indurre momento positivo.

In Figura 8 sono riportate: la geometria della trave; i dettagli della armatura prefabbricata costituente il traliccio e delle armature di continuità aggiunte in prossimità del nodo contenute all'interno del getto; una sezione in campata e una in prossimità del nodo; lo schema di prova su tre punti. Il traliccio metallico è interrotto a filo di pilastro, e la trasmissione degli sforzi al nodo è demandata esclusivamente alle armature aggiuntive.

In Figura 9 è riportato il campione di prova dedotto dalla trave descritta prima, con il dettaglio delle armature. In particolare, rispetto alle armature descritte in Figura 8, sono state aggiunte delle staffe in prossimità degli appoggi per far fronte al carico concentrato trasmesso dal vincolo. Per simulare l'effetto dei pilastri è stata fornita una precompressione allo spezzone di pilastro applicando un carico di 25 t, tramite l'utilizzo di due piatti in acciaio posti alla testa e al piede del nodo, collegati da un perno in acciaio. Nella stessa figura è indicata la strumentazione utilizzata per il rilievo delle deformazioni, che è mostrata anche dalle fotografie in Figura 10. Sono stati applicati estensimetri elettrici opportunamente protetti prima del getto di calcestruzzo, disposti sia sulle armature del traliccio, che su quelle aggiunte in corrispondenza della sezione che dista 260 mm dall'asse del pilastro (Fig. 10). In particolare in ogni semitrave sono stati incollati nella sezione che dista 110 mm dal filo del pilastro:- un estensimetro su una barra del corrente superiore del traliccio (ES1 o ED1); - un estensimetro in una barra dell'armatura superiore aggiunta (ES\u00f624 o ED\u00f624); - un estensimetro in una barra dell'armatura inferiore aggiunta (ES\$16 o ED\$16); - due estensimetri sulla superficie esterna

del piatto (BS1 e BS2 nella trave di sinistra, BD1 e BD2 nella trave di destra).

Inoltre, sulla maglia del traliccio più vicina al tronco di pilastro, sono stati incollati: - un estensimetro nella sezione di mezzeria della barra compressa (ES2 o ED2); - due estensimetri nella sezione di mezzeria nelle barre tese appartenenti alle due V rovesce d'anima speculari rispetto alla mezzeria della sezione della trave (ES3.1 e ES3.2 per il tronco di trave di sinistra, ED3.1 e ED3.2 per il tronco di trave di destra).

Inoltre, come rappresentato in Figura 11, sono stati disposti dei comparatori a destra e a sinistra del nodo da entrambi i lati della trave, con basi di misura pari all'altezza utile della trave per il lato A e al doppio per il lato B. Ciò al fine di misurare le rotazioni della zona potenziale sede di plasticizzazione. Nella stessa figura sono inoltre indicati gli strumenti disposti per la misura dell'abbassamento: due comparatori millesimali con corsa massima di 50 mm (C9 e C11) e due righe elettroniche con corsa massima di 200 mm (R1 e R2), disposti in modo tale da avere un comparatore ed una riga nei due spigoli opposti alla base del pilastro.



Figura 10 - Disposizione degli estensimetri elettrici



Figura 11 - Posizione dei comparatori e delle righe



Figura 12 - Apparecchiatura di prova

La prova di flessione su tre punti è stata condotta a controllo di forza, utilizzando un martinetto idraulico Enerpac della portata di 40 t. Al fine di misurare l'intensità della forza applicata è stata interposta una cella di carico tra il martinetto idraulico e il tronco di pilastro della portata di 50 t. Si è utilizzata un'idonea attrezzatura di contrasto il cui schema è mostrato in Figura 12.

4. TRAVE CONTINUA: RISULTATI SPERIMENTALI

Si riportano i risultati più significativi della prova ciclica senza inversione di segno a momento positivo condotta a controllo di forza. In Figura 13 è riportato il diagramma carico-spostamento, quest'ultimo valutato attraverso la media delle letture dei due comparatori C9 e C11 e delle due righe, fino allo spostamento di 50 mm, superato il quale le letture sono state fornite solo dalle righe. Inizialmente sono stati imposti tre cicli di carico, il primo con carico massimo di 10 kN i due successivi di 30 kN, raggiungendo spostamenti di 1.12 mm, 9.34 mm e 8.15 mm rispettivamente, durante i quali si è verificata la fessurazione delle sezioni prossime a quelle di carico. Successivamente è stato imposto un ulteriore ciclo di carico in grado di produrre lo snervamento delle armature inferiori, con abbassamento di ampiezza pari 28.3 mm, raggiungendo il valore di carico di 65.9 kN. Si è poi proseguito fino al valore di spostamento di 116 mm e carico di 77 kN, superato il quale la prova è stata interrotta poiché si è previsto di continuarla capovolgendo il campione in modo da invertire il segno delle sollecitazioni e degli spostamenti impressi. In Figura 14 è mostrata la configurazione del campione a fine prova.

Le curve di Figura 13 mostrano che la trave ha esibito un comportamento stabile per tutta la durata della prova. Infatti, fino alla fine della prova si è verificato un incremento del carico applicato, con danni visibili limitati alla rottura delle fibre in calcestruzzo all'estradosso della sezione di incastro e alla formazione di una fessura al disotto dell'asse neutro nella sezione a circa 3 cm dall'incastro, come si può rilevare dalla foto in Figura 15.

In Figura 16 sono riportate le curve momento-curvatura per la sezione strumentata con gli estensimetri delle travi di sinistra (Sx) e di destra (Dx). La curvatura è stata valutata a partire dalle deformazioni rilevate dagli estensimetri ES ϕ 24 e ES ϕ 16, e ED ϕ 24 e ED ϕ 16 applicati sui monconi di continuità aggiunti, ipotizzando una perfetta aderenza acciaio calcestruzzo e la conservazione delle sezioni piane. Le curve sono interrotte a valori di deformazione per i quali gli estensimetri hanno subito danneggiamenti, non fornendo più risultati attendibili.





Figura 14 - Configurazione del campione al termine della prova

La Figura 16a mostra i risultati ottenuti nel 2° ciclo di carico, dove si è rilevata la progressiva perdita di rigidezza della sezione dovuta alla fessurazione. In Figura 17 sono rappresentati per i tre punti A, B e C delle curve di Figura 16a i valori di deformazione delle fibre della sezione strumentata della trave di sinistra rilevati mediante gli estensimetri collocati sui monconi superiori (ε'_s -ES ϕ 24), sui monconi inferiori (ε_s -ES ϕ 16) e sul piatto metallico (ε_{sp} - media fra gli estensimetri BS1 e BS2); inoltre, con il soprasegno sono riportati i valori teorici delle deformazioni del lembo superiore della sezione in calcestruzzo $\tilde{\varepsilon}_c$, del piatto inferiore $\tilde{\varepsilon}_{sp}$, ricavati dalla linearità del diagramma delle deformazioni nell'ipotesi di perfetta aderenza fra calcestruzzo e barre in acciaio anche per gli elementi del traliccio. Si osserva che, una volta superata la resistenza a trazione del calcestruzzo, le deformazioni dell'armatura tesa crescono rapidamente. È possibile notare inoltre come il piatto non collabora significativamente a fornire resistenza alla sezione in quanto non è efficacemente ancorato e l'unica asta diagonale del traliccio prima della sua estremità non è in grado di trasmettere sforzi significativi all'elemento.

Nella Figura 16c sono riportate, in opportuna scala, le analoghe curve per il 4°ciclo di carico, mentre nella Figura 16b le curve relative al 2° ciclo sono nuovamente riportate per confronto alla nuova scala.



Figura 15 – Danneggiamento del calcestruzzo al bordo compresso

Si può notare che il punto E corrisponde allo snervamento dei monconi inferiori tesi, mentre al punto F è praticamente raggiunta la massima resistenza del sistema.

Nella Tabella 2 sono riportati i valori di deformazione sperimentali ε'_{s} , ε_{s} , ε_{sp} , e analitici $\tilde{\varepsilon}_c$ ed $\tilde{\varepsilon}_{sp}$ per i sei punti caratteristici di Figura 16, che mostrano come in corrispondenza dello snervamento la deformazione del calcestruzzo al lembo superiore è contenuta all'1.34‰ mentre al punto F ha gia raggiunto il 3.53‰, lasciando prevedere la crisi del calcestruzzo al lembo superiore, non efficacemente confinato per l'assenza di staffatura trasversale. Ciononostante, la sezione ha poi esibito grandi capacità di deformazioni plastiche senza perdita di resistenza fino a spostamenti verticali di 116 mm.

Nelle Figure 18a,b sono mostrate, per il 2° ed il 4° ciclo di carico rispettivamente, l'andamento delle deformazioni rilevate dagli estensimetri nella sezione strumentata della trave di destra. Dalle curve si evince come le deformazioni del corrente superiore compresso del traliccio siano prossime a quelle dei monconi compressi posti praticamente alla medesima quota attestando la completa efficacia del corrente compresso del traliccio nel concorrere a fornire la resistenza della sezione mentre il piatto teso esibisce deformazioni molto modeste.



Figura 16 – Diagramma carico-spostamento: a) e b)2° ciclo di carico; c) 4° ciclo di carico



Tabella 2 – Valori di deformazione misurati e calcolati

-	Ciclo	Punto	$\widetilde{\mathcal{E}}_{\mathbf{c}}$ ‰	E's‰	\mathcal{E}_{s} ‰	\mathcal{E}_{sp} ‰	$\widetilde{\mathcal{E}}_{\mathrm{sp}}$ ‰
		А	-0.062	-0.0397	0.0551	0.0228	0.0817
	2	В	-0.173	-0.0827	0.118	0.0468	0.118
		С	-0.474	-0.242	0.755	0.0753	1.37
		D	-0.156	-0.0841	0.235	0.0157	0.315
	4	Е	-1.34	-0.661	2.27	0.0747	3.10
		F	-3.53	-0.937	10.20	0.0102	13.40

Figura 17 – Deformazioni nella sezione strumentata nel 2° ciclo di carico



Figura 18 – Diagramma momento-deformazioni nella sezione strumentata: a) 2° ciclo di carico; b) 4° ciclo di carico



Figura 19 – Diagramma momento-scorrimento nella sezione strumentata durante il: a) 2° ciclo di carico; b) 4° ciclo di carico

Le curve di Figura 18b mostrano, in accordo con i dati riportati in Tabella 2, che le deformazioni plastiche interessano soltanto le aste dei monconi inferiori, mentre anche in questo caso il piatto teso esibisce deformazioni molto modeste.

Nelle Figure 19a,b sono mostrati gli scorrimenti esibiti dagli elementi del traliccio delle sezioni strumentate, valutati come differenza fra le deformazioni calcolate in regime di perfetta aderenza $\tilde{\varepsilon}_{sp}$ e $\tilde{\varepsilon}'_{st}$ rispettivamente per il piatto e per il corrente superiore, ed i corrispondenti valori sperimentali ε_{sp} e ε'_{st} ($\Delta \varepsilon = \tilde{\varepsilon}_s - \varepsilon_s$). Si evince che per il corrente superiore del traliccio può assumersi una perfetta aderenza con il calcestruzzo, mentre lo scorrimento del piatto continua a crescere dopo lo snervamento dei monconi inferiori.

5. CONCLUSIONI

Le prove sperimentali eseguite su travi ed elementi di travi tralicciate miste con piatto metallico in acciaio da carpenteria e traliccio reticolare in acciaio da cemento armato saldabile hanno evidenziato che: - le saldature fra diagonali del traliccio e i correnti superiori e inferiori sono in grado di sopportare sforzi maggiori di quelli nominali di calcolo; - in fase 1 i fenomeni di instabilità delle aste del traliccio precedono la rottura delle saldature; - la rottura per taglio in prove di pushout è da attribuirsi al superamento della resistenza a trazione del calcestruzzo; - in assenza di idonei collegamenti del piatto inferiore alla zona di nodo la resistenza delle sezioni di estremità a momento positivo può essere valutata trascurandone la presenza; - la trave presenta un'adeguata capacità di rotazione plastica per carichi monotonici, ma il danneggiamento del calcestruzzo compresso, dovuto ad una mancanza di adeguato confinamento, lascia prevedere un rapido degrado di resistenza per carichi ciclici.

BIBLIOGRAFIA

- BADALAMENTI V., COLAJANNI P., LA MENDOLA L., PUCINOTTI R., SCIBILIA N. (2008) - Indagine sperimentale su tralicci in acciaio di travi reticolari miste, *Atti del XVII Congresso CTE, Roma, 6-8 Novembre*, pp. 193-202.
- [2] BADALAMENTI V., COLAJANNI P., LA MENDOLA L., PUCINOTTI R., SCIBILIA N. (2008) - Prove di push-out su travi reticolari miste, Atti del XVII, Congresso CTE, Roma, 6-8 novembre, pp. 183-192.
- [3] BADALAMENTI V., COLAJANNI P., LA MENDOLA L., SCIBILIA N. (2009) - Travi reticolari miste – Problemi locali nella trasmissione degli sforzi, Atti del VII Workshop Italiano sulle Strutture Composte, Benevento, 23-24 Ottobre.
- [4] CNR 10011–1997: Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- [5] UNI EN ISO 17660-1:2007 Saldatura degli acciai d'armatura: Giunti saldati destinati alla trasmissione del carico.
- [6] UNI EN 1994-1-1:2004 Eurocodice 4 -Progettazione delle strutture composte acciaiocalcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

RINGRAZIAMENTI

La ricerca è stata finanziata da Assoprem nell'ambito di un progetto che coinvolge diverse Università Italiane ed è finalizzata all'approfondimento delle conoscenze sulle travi reticolari miste. Un ringraziamento particolare è rivolto al Presidente di Assoprem, Ing. Livio Izzo, per il prezioso sostegno all'iniziativa e alla ditta Sicilferro Torrenovese per la fattiva collaborazione.

ANALISI SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO STATICO E CICLICO DI CONNESSIONI TEGOLO-TRAVE DI STRUTTURE PREFABBRICATE

Maria Luisa Beconcini, Pietro Croce, Riccardo Del Corso, Paolo Formichi, Mina Previdero, Raffaele Taccola

Dipartimento di Ingegneria Civile, Sede si Strutture, Università di Pisa

SOMMARIO

E' in corso di svolgimento un vasto programma di ricerca, a cui partecipano sei Università, teso alla determinazione del comportamento in fase sismica dei collegamenti a secco fra elementi strutturali prefabbricati in cemento armato. Il gruppo di ricerca dell'Università di Pisa studia nello specifico le connessioni fra tegoli di copertura e travi di banchina. Le prove qui discusse hanno riguardato lo studio e l'ottimizzazione dei dispositivi metallici che costituiscono i collegamenti ed hanno permesso di ricavarne il comportamento statico e ciclico. La ricerca prevede lo svolgimento di ulteriori prove su campioni costituiti da porzioni degli elementi in cemento armato uniti dai dispositivi di collegamento, prove tese a determinare il comportamento delle unioni nella loro configurazione completa.

SUMMARY

A wide research program, to which participate six Italian Universities, is in progress, concerning the assessment of the seismic behaviour of dry connections in precast reinforced concrete structures. In particular, the research group of the Pisa university is studying the connections between large precast roof elements and main beams. In the paper, tests concerning mechanical characterization and optimization of steel jointing devices under static and cyclic excitation are discussed. Next phases of the experimental research will focus on more representative real scale specimens, where jointing devices connecting precast concrete elements are considered in their actual configuration.

1. INTRODUZIONE

Le strutture prefabbricate in cemento armato sono impiegate in misura crescente, oltre che nel tradizionale settore degli edifici industriali monopiano, anche per la realizzazione di edifici polifunzionali e residenziali multipiano. Tali strutture sono in generale realizzate mediante unioni "a secco" degli elementi strutturali, che pertanto non presentano quel grado di solidarietà, che generalmente contraddistingue le strutture gettate in opera.

Il comportamento sotto azioni sismiche delle strutture così ottenute presenta è quindi fortemente caratterizzato dal comportamento oligociclico delle unioni fra i diversi elementi strutturali,. la cui conoscenza diventa essenziale sia per la previsione della risposta indotta dalle azioni sismiche di progetto sia per la determinazione di un appropriato fattore di struttura.

Uno studio in tal senso, il cui scopo è la determinazione per via sperimentale del comportamento statico e ciclico delle connessioni fra elementi prefabbricati di copertura di grande luce (tegoli tipo TT) e travi principali nonché la valutazione della loro influenza sul comportamento sismico globale degli edifici, è in corso presso il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Pisa, nell'ambito di un più vasto programma di ricerca, finanziato dall'ABES e coordinato dal prof. Toniolo, che coinvolge sei università italiane.

Nella prima fase della ricerca si è individuata una tipologia di connessione particolarmente rappresentativa su cui sono state svolte due serie di prove sperimentali tese in specificamente a caratterizzare e ad ottimizzare il comportamento dei dispositivi metallici di connessione, soggetti a sollecitazioni statiche e cicliche spiranti secondo la direzione dell'asse del tegolo o, in alternativa, secondo la direzione dell'asse della trave di banchina.

Nel presente lavoro sono riportati e discussi i risultati di tutte le prove fin qui effettuate: per maggiori informazioni riguardo all'organizzazione delle prove e ai risultati ottenuti per sollecitazioni parallele all'asse del tegolo si rimanda a [1].

Una volta esaurita questa prima fase, il programma generale della ricerca prevede ora di caratterizzare compiutamente il comportamento delle unioni, estendendo la sperimentazione a campioni più rappresentativi della situazione effettiva d'impiego, in cui i dispositivi di collegamento, ottimizzati in questa prima fase, sono associati a porzioni di elementi in cemento armato.

2. LA CAMPAGNA SPERIMENTALE

2.1 Descrizione dei campioni

Nella fase iniziale della campagna sperimentale, come detto, si è voluto concentrare lo studio sui soli dispositivi metallici di giunzione, escludendo la formazione di meccanismi di rottura locali, che riguardassero le parti in c.a. e non i dispositivi di collegamento in sé. Per questo motivo, nel corso delle prove, gli elementi in c.a interessati dall'unione sono stati sostituiti da blocchi in acciaio, aventi la stessa geometria e adeguatamente sovradimensionati, sì da garantire che la crisi dell'elemento in prova fosse determinata dalla crisi del dispositivo di giunzione sì da evidenziarne i meccanismi di collasso, la capacità dissipative e la duttilità .

Le indagini sperimentali sono state condotte su di una particolare tipologia di giunzione, individuata tra quelle disponibili in commercio (figura 1), costituita da:

- un angolare in acciaio di dimensioni 185x60x100x8 mm, irrigidita con due piastre laterali saldate di spessore 8 mm;
- un dispositivo di fissaggio dell'angolare alla trave di banchina, costituito da un bullone M16 con testa a martello (tipo HZS) da inserire in un profilo canale (tipo HZA), di lunghezza 250 mm, ancorato al getto di calcestruzzo mediante due pioli ad esso solidali;
- un dispositivo di fissaggio dell'angolare al tegolo TT, costituito da una barra filettata M16 in acciaio cl. 4.6, passante attraverso la gamba del tegolo.



Figura 1 - Dispositivo di collegamento provato

Nel corso della sperimentazione la giunzione è stata via via modificata, in base ai risultati ottenuti, in modo da ottimizzarne il comportamento meccanico. Le prove sono state pertanto effettuate su cinque campioni, caratterizzati da diversa configurazioni dei dispositivi di unione, così denominati:

- A, nel quale il dispositivo di collegamento montato nella configurazione originaria;
- B-I, nel quale le barre filettate originarie M16 4.6 erano sostituite con bulloni M16-8.8, serrati con la stessa coppia di serraggio delle barre filettate (circa 118 Nm, che è la coppia che un operaio medio è in grado di assicurare serrando il dado con una chiave normale);
- B-II, che, analogamente al B-I, era dotato di bulloni M16-8.8, provvisti, però, anche di controdado;
- C-I, che presentava, oltre ai già citati bulloni M16-8.8 bloccati con dado e controdado, angolari modificati, nei quali le saldature delle piastre di irrigidimento laterali erano opportunamente rinforzate;
- C-II, che differiva dal C-I unicamente per la coppia di serraggio del bullone, che questa volta era quella prescritta (250 Nm) e controllata con chiave dinamometrica.

2.2 Conduzione delle prove

Come detto, i campioni erano disposti in modo tale da simulare l'impegno della connessione sotto azioni sismiche dirette parallelamente (prove longitudinali) o ortogonalmente all'asse del tegolo (prove trasversali).

Nelle prove longitudinali il carico agiva parallelamente all'elemento di ancoraggio nella trave di appoggio (profilo canale HZA), mentre nelle prove trasversali agiva in direzione parallela al bullone passante attraverso l'anima del tegolo TT. Le prove trasversali monotone erano differenziate in prove di trazione e prove di compressione, a seconda che il carico impegnasse o meno a trazione il bullone (figura 1).

Le prove sono state condotte in controllo di spostamento, registrando il carico applicato e lo spostamento relativo fra gli elementi collegati nella direzione del carico.

Le prove monotone sono state eseguite incrementando lo spostamento della testa dell'attuatore con una velocità di 0.6 mm/s; nelle prove longitudinali lo scarico è avvenuto dopo aver attinto uno spostamento massimo di 80 mm, ampiamente superiore ai valori massimi operativi; nelle prove trasversali si è arrivati alla rottura dei collegamenti.

Le prove oligocicliche sono state effettuate eseguendo gruppi di tre cicli; i valori dei picchi di spostamento del primo gruppo di cicli e gli incrementi dei gruppi successivi sono stati fissati in ± 10 mm per le prove longitudinali e ± 5 mm per le prove trasversali. Durante le prove la velocità di incremento dello spostamento è stata mantenuta costante e pari a 1 mm/s.

3. RISULTATI

3.1 Prove longitudinali monotone

L'esito delle prove longitudinali monotone condotte sui cinque campioni descritti in precedenza è riepilogato in tabella 1, ove per ciascun campione sono indicati il carico massimo raggiunto in prova e le modalità di crisi del collegamento.

I diagrammi di variazione della forza totale applicata in funzione dello spostamento relative ai cinque prototipi sono confrontati in figura 2.

Tabella 1 - Risultati delle prove monotone longitudinali

	CAMPIONE	P _{max} [kN]	ESITO PROVA
А	Barre filettate (lunghe) Serraggio a 118 Nm	64,85	rottura barra filettata
B-I	Bulloni M16-8.8 Serraggio a 118 Nm	70,90	rottura saldature, angolari molto de- formati
B-II	Bulloni M16-8.8 Dado e controdado Serraggio a 118 Nm	69,18	rottura saldature, angolari deformati
C-I	Bulloni M16-8.8 Dado e controdado Serraggio a 118 Nm Saldature rinforzate	83,61	deformazione della guida HZA
C-II	Bulloni M16-8.8 Dado e controdado Serraggio a 250 Nm Saldature rinforzate	58,68	deformazione della guida HZA



Figura 2 - Curve carico-spostamento - prove monotone longitudinali

Si osserva che, passando dal campione A originario ai campioni modificati, la rigidezza del collegamento si mantiene pressoché inalterata, fatta eccezione per una maggiore rigidezza iniziale dei dispositivi tipo C.

Una possibile giustificazione di quanto osservato può essere ricercata nel meccanismo resistente che si viene ad instaurare nell'insieme collegamento-supporti quando lo spostamento è molto grande e prossimo al valore massimo imposto, circa 80 mm. Come si vede dalla figura 3, che illustra il campione C-I in prossimità del collasso, la distorsione dell'angolare è tale da ingenerare un tipico "effetto leva" tra bullone passante e piatto dell'angolare. La rigidezza del campione è quindi principalmente correlata alla deformabilità assiale del bullone di collegamento, che, se si eccettua il campione A in cui è di classe 4.6, è sempre costituito da bulloni AR cl. 8.8.



Figura 3 - Campione C-I in prossimità del collasso

In ordine al valore massimo della forza applicata ai campioni durante le prove si osserva che, fatta eccezione per la prova C-II, le modifiche apportate di volta in volta ai prototipi, sono accompagnate da incrementi del valore della forza massima raggiunta, con conseguente miglioramento complessivo della prestazione del collegamento.

La riduzione di resistenza ultima osservata per il campione C-II può essere spiegata con il più severo stato di presollecitazione assiale presente nei bulloni, conseguenza della maggiore coppia di serraggio applicata. La sovrapposizione di tale stato tensionale con quello derivante dall'applicazione dei carichi di prova ha anticipato il raggiungimento delle condizioni limite per i profili canale, nei quali si sono osservate vistose deformazioni locali in corrispondenza dei punti di fissaggio dei bulloni con testa a martello.

Il comportamento qui osservato è del tutto diverso da quello tipico dei giunti bullonati presollecitati, nei quali, in presenza di piastre rigide e di superficie di contatto estesa, le sollecitazioni di trazione sul giunto si traducono essenzialmente in azioni di decompressione delle piastre con modesto incremento di tensione nel gambo del bullone: nei campioni in studio, infatti, poiché il contatto è molto localizzato e gli elementi collegati evidenziano vistose plasticizzazioni, le rigidezze delle piastre e dei bulloni risultano confrontabili, giustificando le modalità di crisi osservate. Le modalità di rottura evidenziate via via dai cinque campioni dimostrano il progressivo miglioramento delle prestazioni dei campioni stessi. Il collasso della connessione è determinato dalla crisi della barra filettata nel campione A, dalla rottura delle saldature degli angolari nei campioni B, dalla deformazione plastica dei profili canale nei campioni C.

3.2. Prove longitudinali cicliche

Le modalità di rottura riscontrate nel corso delle prove cicliche sono sintetizzate nella tabella 2, mentre nelle figure 4, 5 e 6 sono illustrati i corrispondenti diagrammi caricospostamento relativi al campione iniziale, A, e ai campioni ottimizzati, C-I e C-II.

	CAMPIONE	ESITO PROVA
٨	Barre filettate (lunghe)	rotturo borro filottoto
A	Serraggio a 118 Nm	
ЪΙ	Bulloni M16-8.8	rottura delle saldature e
B-I	Serraggio a 118 Nm	plasticizzazione del profilo canale HZS
	Bulloni M16-8.8	rottura delle saldature e
B-II	Dado e controdado	plasticizzazione del profilo
	Serraggio a 118 Nm	canale HZS
	Bulloni M16-8.8	
CI	Dado e controdado	Rottura del profilo canale
C-1	Serraggio a 118 Nm	HZS
	Saldature rinforzate	
	Bulloni M16-8.8	
СП	Dado e controdado	Rottura del profilo canale
C-11	Serraggio a 250 Nm	HZS
	Saldature rinforzate	

Tabella 2. Risultati delle prove longitudinali cicliche



Figura 4 - Campione A, prova longitudinale ciclica



Figura 5 - Campione C-I, prova longitudinale ciclica



Figura 6 - Campione C-II, prova longitudinale ciclica

È importante notare che le modalità di rottura tipiche osservate nel corso delle prove cicliche coincidono sostanzialmente con quelle rilevate nel corso delle prove monotone, mentre per una più completa valutazione delle prestazioni dei dispositivi, è indispensabile far riferimento all'energia dissipata nel corso dei cicli di carico.

3.3 Prove trasversali monotone

Le prove con carico trasversale sono ancora in corso. Nel seguito sono riportati i risultati delle prove effettuate finora e alcune considerazioni preliminari.

Nella tabella 3 è riepilogato l'esito delle prove monotone condotte su quattro dei campioni descritti in precedenza. Per ciascun campione sono indicati il carico massimo raggiunto durante la prova e le modalità di crisi del collegamento.

Nella figura 7 sono confrontati i diagrammi di variazione della forza totale di trazione applicata ai prototipi in funzione dello spostamento.

	CAMPIONE		ESITO PROVA
A-I	Barre filettate (lunghe) Serraggio a 118 Nm	PROVA A TRAZIONE 71,99	rottura profilo canale, strizione barra, perni HZS inflessi
A-II-1	Barre filettate (corte) Contrasto guida Serraggio a 118Nm	PROVA A TRAZIONE 93,79	rottura profilo canale
A-II-2	Barre filettate (corte) Contrasto guida Serraggio a 118Nm	PROVA A COMPRES. -195,60	rottura profilo canale, rottura angolari
B-I	Bulloni M16-8.8 Contrasto guida Serraggio a 118 Nm	PROVA A TRAZIONE 112,70	rottura profilo canale

Tabella 3 - Risultati delle prove trasversali monotone



Figura 7 - Curve carico-spostamento trasversale a trazione

Si osserva che il campione A-I si presenta meno rigido e resistente degli altri: ciò è dovuto al fatto che la crisi è innescata dalla crisi per eccesso di deformazione del profilo canale (figura 8). Allo scopo di esplorare anche altre modalità di crisi e saggiare anche la resistenza degli altri elementi della giunzione, nei campioni successivamente provati, A-II e B-I, il profilo canale è stata più efficacemente vincolato al blocco in acciaio, in modo da ridurne la deformabilità.

I campioni A erano caratterizzati dalla presenza di barre filettate classe 4.6, mentre nel campione B, queste erano sostituite con bulloni 8.8.



Figura 8 - Campione A-I in prossimità del collasso

Le modifiche apportate ai campioni hanno determinato un sensibile miglioramento del comportamento statico, in ordine sia di rigidezza sia di resistenza. Ciò in relazione al fatto che, pur essendo in ogni caso la crisi provocata dalla rottura del profilo canale, nel campione A-I si era prodotta anche strizione della barra filettata.

Nella figura 13 è riportato il diagramma relativo alla prova trasversale di compressione eseguita sul campione A-II.



Figura 9 - Curve carico-spostamento trasversale a compressione

Le ripetute cadute e riprese di carico che si osservano nelle curve curve-spostamento delle figure 7 e 8 sono associate allo scorrimento del perno HZS nel profilo zigrinato.

3.4. Prove trasversali cicliche

I risultati delle prove cicliche sono sintetizzati nella tabella 4, mentre nelle figure 10 e 11 sono illustrati i diagrammi carico-spostamento relativi ai due campioni A-II provati. Anche in questo caso, le modalità di rottura tipiche osservate nel corso delle prove cicliche coincidono sostanzialmente con quelle rilevate nel corso delle prove monotone (figura 12).

Tabella 4 - Risultati delle prove trasversali cicliche

CAMPIONE		ESITO PROVA	
	Barre filettate (corte)		
A-II-1	Contrasto guida	Rottura profilo canale	
	Serraggio a 118 Nm		
	Barre filettate (corte)		
A-II-2	Contrasto guida	Rottura profilo canale	
	Serraggio a 118 Nm		



Figura 10 - Campione A-II-1 - prova trasversale ciclica



Figura 11 - Campione A-II-2 - prova trasversale ciclica



Figura 12 – Rottura del campione A-II-2 - prova trasversale ciclica

4. ELABORAZIONE DEI RISULTATI

Una caratterizzazione puntuale delle caratteristiche meccaniche dei collegamenti provati richiede ovviamente, oltre che l'analisi delle prove statiche monotone, anche un'attenta analisi dei risultati delle prove oligocicliche, soprattutto dal punto di vista energetico, come discusso nel seguito. In tutte le prove effettuate si è osservato che, in ciascun gruppo di tre cicli di spostamento con ampiezza costante, il primo dei tre è associato a valori di forza applicata significativamente maggiori rispetto a quelli raggiunti nei due cicli successivi, che differiscono in misura molto meno rilevante.

I diagrammi delle figure 13 e 14 riportano le curve inviluppo dei carichi massimi attinti in ciascuno dei tre cicli di prova a ciascun livello di spostamento imposto, relative alla prova longitudinale per il campione C-II e alla prova trasversale per il campione A-II-2, rispettivamente.



Figura 13 – Inviluppo dei picchi di carico per il campione CII



Figura 14 – Inviluppo dei picchi di carico per il campione AII-2

Come atteso e come risulta evidente dai grafici, lo scostamento tra le curve aumenta all'aumentare dello spostamento, in conseguenza del danneggiamento progressivo e dell'accumulo di deformazioni plastiche irreversibili del dispositivo di collegamento al progredire dei cicli di carico.

Ai fini del confronto dei risultati, appare estremamente significativo il grafico di figura 15, nel quale sono riportate le curve inviluppo dei valori di picco della forza applicata registrati, ad ogni livello di spostamento imposto, durante il primo ciclo di carico per ciascuno dei cinque campioni sottoposti a prova longitudinale ciclica.

Questo grafico dimostra chiaramente il progressivo e deciso miglioramento delle prestazioni della connessione che si è ottenuto passando dal campione A al campione CII, sia in termini di massima forza applicata, sia in termini di rigidezza apparente, sia in termini di efficienza del dispositivo. Infatti, se da un lato, nel passaggio da A a CII si sono ottenuti incrementi del 67% in termini di resistenza massima e del 300% circa in termini di rigidezza apparente del dispositivo, corrispondente alla pendenza del ramo iniziale della curva inviluppo, dall'altro, si può notare come, parallelamente, il picco di resistenza sia attinto per livelli di spostamento minori, più coerenti con i limiti operativi della connessione nelle concrete applicazioni, e sia garantito per un numero di cicli superiore.

Grafici analoghi a quelli di figura 15 sono riportati nella figura 16, relativa alle prove trasversali cicliche sui campioni A-II-1 e A-II-2.

Il confronto tra le curve inviluppo sopra descritte, relative al primo ciclo di ciascun blocco, e le corrispondenti curve vergini monotone, sintetizzato nelle figure 17 e 18, relative alle prove longitudinali sui campioni C-II e alle prove trasversali sui campioni A-II-2, rispettivamente, evidenzia una peculiarità di comportamento, che peraltro è comune a tutte le giunzioni provate. Contrariamente a quanto atteso, infatti, nella parte iniziale, la curva inviluppo dei picchi del primo ciclo di carico è ben al di sopra della curva vergine monotona, cosicché il collegamento risulta più rigido sotto sollecitazioni cicliche che sotto sollecitazioni monotone.



Spostamento [mm]

Figura 15 – Inviluppo dei picchi del I ciclo – prove longitudinali



spostamento [mm]

Figura 16 – Inviluppo dei picchi del I ciclo – prove trasversali



Figura 17 - C-II: confronto tra curva inviluppo ciclica e monotona



Figura 18 - A-II-2: confronto tra curva inviluppo ciclica e monotona

Questo insolito comportamento può essere spiegato con le variazioni di geometria e configurazione conseguenti al danneggiamento e alla plasticizzazione progressivi delle varie parti del dispositivo, che, nelle prove cicliche, determina una modifica una modifica della qualità del contatto tra le varie parti: che tende, infatti, divenire monolaterale. In conseguenza di questo fenomeno, ad ogni inversione del carico, la geometria del sistema tende a mutare, causando, a parità di spostamento massimo, un impegno statico della giunzione maggiore di quello che le competerebbe in un a prova monotona, in cui dette variazioni di geometria non sono consentite.

Ovviamente, il carico di collasso della giunzione sotto sollecitazioni monotone è maggiore che sotto sollecitazioni cicliche, anche se generalmente ad esso paragonabile.

Un parametro particolarmente significativo per caratterizzare il comportamento meccanico dei dispositivi sotto sollecitazioni cicliche è chiaramente rappresentato dall'energia che il collegamento è in grado di dissipare.

Nell'istogramma di figura 19 è illustrata, a titolo di esempio, l'energia dissipata in ciascun ciclo di spostamento longitudinale dal campione C-II.

Il fenomeno di degrado progressivo subito dal dispositivo di collegamento, già osservato in termini di riduzione di resistenza, risulta nettamente riconoscibile anche in termini energetici. Al primo ciclo di ciascun gruppo, individuato ai nn. 1, 4, 7 ecc., sono associati, infatti, valori di energia dissipata sensibilmente maggiori rispetto ai due cicli immediatamente successivi (cicli 2 e 3, 5 e 6, 8 e 9, ecc.), tuttavia il campione conserva buona capacità dissipativa anche per spostamenti elevati.

Analoghe considerazioni possono farsi in merito all'andamento dell'energia dissipata in ciascun ciclo delle prove trasversali (figura 20).



Figura 19 - C-II: istogramma dell'energia dissipata in ciascun ciclo



Figura 20 - A-II-2: istogramma dell'energia dissipata in ciascun ciclo

Si deve però osservare che la capacità dissipativa per ciclo si riduce molto considerando cicli longitudinali piuttosto che trasversali.

Un diagramma ancora più rappresentativo della capacità di dissipazione e del suo perdurare all'aumentare dello spostamento, può essere ottenuto considerando, invece che l'energia ciclo per ciclo, l'energia media dissipata in ciascuna tripletta di cicli a spostamento costante, come emerge dalle figure 21 e 22, in cui sono rappresentate le energie specifiche dissipate ciclo per ciclo e quelle medie, normalizzate rispetto alla massima dissipazione per ciclo rilevata in ciascuna prova, per i campioni CII e A-II-2, rispettivamente.



Figura 21 – C-II: energie specifiche per ciclo e medie



Figura 22 – A-II-2: energie specifiche per ciclo e medie

In termini assoluti appare molto interessante anche il raffronto tra la capacità dissipativa complessiva manifestata dai vari campioni al termine della prova, oltre che in corrispondenza di livelli di spostamento imposto particolarmente significativo. A tal fine, in tabella 5 sono riportate le energie cumulative dissipate dai campioni soggetti a prove longitudinali al 12° e al 15° ciclo, corrispondenti agli spostamenti limite operativi di ±40 mm e ±50 mm, nonché le energie complessivamente dissipate da ciascun campione al termine della prova relativa.

Tabella 5 - Prove cicliche longitudinali: energia cumulativa dissipata.

Tipo prova	Campione	Energia cumulativa dissipata [kJ]				
		12° ciclo	15° ciclo	Totale		
	А	4.80	6.85	7.20		
	B-I	6.23	10.30	18.90		
L	B-II	5.50	8.83	18.60		
	C-I	10.10	15.10	22.20		
	C-II	11.20	16.00	24.50		
Ŧ	A-II-1	-	-	2.99		
I	A-II-2	-	-	4.39		

I diagrammi delle figure 23 e 24 illustrano l'energia cumulativa dissipata, rispettivamente, dai cinque campioni sollecitati in direzione longitudinale e dai due campioni sollecitati in direzione trasversali in funzione del numero di cicli eseguiti.



Figura 23 - Prove longitudinali: energia cumulativa dissipata



Figura 24 - Prove trasversali: energia cumulativa dissipata.

La tabella 5 e il grafico in figura 21 consentono di apprezzare il deciso miglioramento prestazionale, in termini di energia dissipata, ottenuto nelle prove longitudinali modificando i campioni come descritto in precedenza. In particolare si nota che i campioni tipo B conducono ad una dissipazione complessiva di energia che è ben il 260% circa di quella del campione A. I campioni tipo C sono caratterizzati da un ulteriore incremento, fino al 340% dell'energia dissipata, rispetto al campione A.

In ordine alle prestazioni offerte dai campioni al 12° e al 15° ciclo, laddove, come già ricordato, gli spostamenti relativi tra tegolo e trave sono dell'ordine dei 40-50 mm, corrispondenti, quindi, alle condizioni di massimo impegno operativo allo SLU, si osserva che il miglioramento delle caratteristiche resistenti del bullone di collegamento della gamba del tegolo, introdotto nei campioni tipo B, è accompagnato da un incremento delle prestazioni di circa il 30% rispetto al campione A, se si considera l'energia cumulativa dissipata per cicli di ±40 mm, per raggiungere il 50%, per cicli di ampiezza ±50 mm. A questo proposito si deve notare ancora come il rinforzo delle saldature delle squadrette metalliche, introdotto nei campioni tipo C, conduce ad un ulteriore e più significativo incremento delle prestazioni, in termini di energia dissipata: esso, infatti, rispetto al campione A, è del 130% considerando tutti i cicli con spostamenti fino a ±40 mm e di circa 140% considerando tutti i cicli con spostamenti fino a ±50 mm.

In relazione alle prove trasversali, non è ancora possibile dedurre delle considerazioni di confronto fra le prestazioni dei collegamenti diversamente configurati, ma quello che sembra emergere è che in questo caso le caratteristiche siano meno influenzate dalle variazioni di configurazione, anche in considerazione della maggiore resistenza e della minor duttilità che il collegamento denuncia, rispetto al caso in cui la sollecitazione è diretta in senso longitudinale.

5. CONCLUSIONI

Si sono discusse le prove sperimentali volte a indagare il comportamento sotto sisma di una tipologia di connessioni metalliche "a secco", comunemente impiegata per il collegamento tra elementi di copertura tipo tegoli TT e travi di banchina di strutture prefabbricate in c.a.

L'assetto di prova, in questa fase, era tale da focalizzare l'attenzione sul dispositivo metallico, che è stato isolato dalle membrature in c.a.p. e vincolato a blocchi in acciaio, in modo tale da porre in evidenza esclusivamente le caratteristiche meccaniche ed i meccanismi resistenti propri del dispositivo, anche al fine di ottimizzarlo, per quanto possibile.

Sono state condotte prove in controllo di spostamento, di tipo monotono e ciclico, spinte fino al collasso dei campioni.

Partendo dalla configurazione commerciale del dispositivo e sulla base dei risultati ottenuti, il dispositivo è stato migliorato, sia in termini di resistenza sia di capacità dissipativa, mantenendone sostanzialmente inalterata la morfologia.

Le prove effettuate hanno dimostrato che il rinforzo delle barre filettate passanti, utilizzate per il fissaggio della gamba del tegolo, il controllo delle coppie di serraggio dei bulloni e l'utilizzo di controdadi, unitamente al rinforzo delle saldature di unione degli angolari metallici alle piastre di irrigidimento, consente di ottenere sensibili vantaggi: in particolare, l'energia complessivamente dissipata dal collegamento modificato tipo C, risulta pari al 340% del corrispondente valore relativo al collegamento tipo A, comunemente utilizzato. Significativi miglioramenti si registrano anche per livelli di deformazione imposti intermedi, corrispondenti alle condizioni limite ultime di progetto tipiche dei dispositivi in esami, che sono dettate sotto sisma dalle dimensioni dell'appoggio del tegolo sulla trave di banchina.

Le prove trasversali hanno evidenziato un comportamento soddisfacente in termini di resistenza, ma hanno anche denunciato minore duttilità e minore capacità dissipativa. Peraltro, allo stato, negli edifici reali le azioni trasversali, parallele all'asse delle travi di banchina, non sembrano impegnare particolarmente le giunzioni in esame.

Nella successiva fase, attualmente in corso di preparazione, la ricerca prevede di integrare i risultati qui esposti con quelli relativi a configurazioni più prossime a quelle reali, in cui le gambe del tegolo e la trave di banchina sono rappresentate da opportuni elementi in c.a. sì da ottenere una più precisa caratterizzazione del comportamento del complesso tegolocollegamento-trave. Le informazioni così raccolte, coordinate con quelle ottenute dagli altri partner della ricerca, saranno, infine, la base per la messa a punto di modelli numerici di comportamento, da utilizzare per analisi lineari e/o non lineari di strutture prefabbricate in c.a. in zona sismica.

RINGRAZIAMENTI

La ricerca è stata svolta nell'ambito di un programma coordinato dal Prof. G. Toniolo del Politecnico di Milano finanziato dall'ABES.

L'esecuzione delle prove è stata curata dai tecnici Simone Cavallini e Mirko Donati.

BIBLIOGRAFIA

- BECONCINI M.L., CROCE P., FORMICHI P. (2008) -Comportamento sismico di connessioni tegolo-trave in strutture prefabbricate, *Atti 17° Conv. CTE*, Roma.
- [2] F. BIONDINI, G. TONIOLO, C.L: ZENTI, (2007) Analisi sperimentale di connessione fra elementi prefabbricati di impalcato, *Atti giornate AICAP 2007*, Salerno.
- [3] R. FELICETTI, M. LAMPERTI, G. TONIOLO, C.L. ZENTI, (2008) Analisi sperimentale del comportamento sismico di connessioni tegolo-trave di strutture prefabbricate, Atti 17° Conv. CTE, Roma.

AZIONI SULLE COSTRUZIONI E STRUTTURE IMPATTO DELLE NORME TECNICHE 2008

Maria Luisa Beconcini, Pietro Croce, Paolo Formichi, Lorenzo Taccini

Dipartimento di Ingegneria Civile Sede di Strutture, Università di Pisa

SOMMARIO

Il DM 14.01.2008 ha innovato significativamente la normativa per le costruzioni, adottando approcci progettuali coerenti con quelli degli Eurocodici. Oltre ad ammodernare significativamente la definizione delle azioni sismiche e la progettazione delle strutture sismo-resistenti, la nuova normativa innova la definizione della sicurezza, le azioni sulle costruzioni e la progettazione strutturale in generale. Nella memoria sono illustrate e discusse criticamente le modifiche più rilevanti introdotte con la nuova norma in termini di azioni, soprattutto riguardo i carichi da neve e le azioni sismiche, facendo anche ricorso a rappresentazioni e a confronti visuali d'insieme dei parametri più significativi, in forma di carte sinottiche estese a tutto il territorio nazionale.

SUMMARY

The DM 14.01.2008 renewed significantly the Italian Structural Code, adopting design approaches more consistent with those given in Eurocodes. Besides the relevant enhancements concerning definition of seismic actions and design of earthquake resistant structures, other major improvements in the new Code concern definition of structural safety, actions on structures and structural design in general. In the paper the most important modifications introduced by the new Code in terms of actions, especially regarding snow loads and seismic actions, also resorting to global visual representations and comparisons of most significant parameters, in terms of synoptic charts covering all the Italian territory.

1. INTRODUZIONE

In Italia, le norme tecniche per le costruzioni hanno subito un'ampia e profonda revisione. Al termine di un processo lungo e talora anche contraddittorio, le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 [1] e la relativa recente Circolare esplicativa [2], consentono di disporre il di una normativa unitaria, moderna e aggiornata, coerente con gli Eurocodici strutturali ed in grado di coprire i molteplici aspetti della progettazione strutturale, in termini di materiali, di tipologie e di azioni, anche in riferimento alla progettazione in zona sismica e alla progettazione geotecnica.

Il costante richiamo del testo alle indicazioni normative contenute negli Eurocodici ha permesso di concentrare nel testo delle NTC solo le prescrizioni più stringenti, correlate alla definizione del livello minimo di affidabilità e agli aspetti strutturali ricorrenti, rimandando per tutte le problematiche specialistiche a normative consolidate. Poiché dette normative consolidate debbono essere congruenti con le stesse NTC, è evidente che il richiamo alle normative consolidate si riferisce principalmente e sostanzialmente agli Eurocodici.

Lo stretto legame con gli Eurocodici fa sì che la nuova normativa sia profondamente diversa dal previgente DM 1996 [3], cosicché diviene importante valutarne l'impatto in termini applicativi e economici. A questo scopo il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha costituito un'apposita Commissione, incaricata di valutare l'impatto delle nuove Norme Tecniche sulle costruzioni, evidenziando, anche in riferimento ad esempi concreti, le differenze maggiormente significative ai fini progettuali. Nell'ambito dei lavori della predetta Commissione, gli autori hanno individuato alcune tematiche meritevoli di approfondimento, che sono oggetto della presente memoria.

Tra i temi trattati, particolarmente rilevante è quello relativo alle azioni climatiche e ai carichi da neve in particolare. Nello studio sono state confrontate le prescrizioni delle due normative tecniche citate, DM 1996 e DM 2008; curando di omogeneizzare i valori delle azioni di progetto da esse derivate, sì da renderle direttamente confrontabili. A questo scopo si è fatto anche ricorso a confronti visuali d'insieme in termini di carichi neve assoluti e di carichi neve differenza, in forma di carte sinottiche, estese a tutto il territorio nazionale e riferite, sito per sito, all'altitudine effettiva. A titolo di esempio sono riportati inoltre anche alcuni confronti puntuali relativi ad alcune città particolarmente rappresentative in termini di caratteristiche climatiche.

Con criteri analoghi sono confrontate le azioni sismiche nei DM del 1996 [4] e del 2008. Poiché il confronto dell'entità delle azioni ricavate secondo l'una o l'altra normativa non è facilmente eseguibile in forma diretta a causa delle notevoli differenze di impostazione che esistono fra le due normative, molto semplificata e scarsamente trasparente la prima, molto articolata la seconda, la comparazione è effettuata soltanto in termini di accelerazione di picco al suolo: infatti, i valori di accelerazione di a_{g475}, corrispondenti ad un periodo di ritorno di 475 anni, definiti nel DM 2008 per un sottosuolo di tipo A con substrato rigido orizzontale, sono raffrontati ai corrispondenti valori di accelerazione massima dati nel DM 1996 e dipendenti dalla classificazione sismica del sito. I risultati di tale confronto sull'intero territorio nazionale, opportunamente mappati, costituiscono anche la base per una prima, sommaria, valutazione dell'impatto economico delle nuove norme, soprattutto per gli edifici esistenti.

2. AZIONI DELLA NEVE

Per il carico della neve al suolo è innanzitutto necessario premettere che nel DM 1996 [3] i valori caratteristici del carico erano riferiti ad un periodo di ritorno di 200 anni, mentre quelli riportati nel DM 2008 [1] sono riferiti a 50 anni, coerentemente con le indicazioni contenute nell'Eurocodice EN 1990 Basis of Structural Design [5] per le azioni climatiche.

Occorre rilevare anche che nel DM 1996 la scelta di identificare il valore caratteristico del carico neve con il valore duecentennale derivava essenzialmente da ragioni di cautela, perché in tal modo si volevano limitare gli effetti delle incertezze di modello nella determinazione dei carichi della neve sulle coperture, attraverso l'impiego dei fattori di forma μ . All'epoca, infatti, i valori μ erano basati su ricerche e studi condotti prevalente in regioni con climi freddi, che si riteneva potessero mal rappresentare le modalità di deposizione della neve sulle coperture in regioni con clima più temperato, quali appunto l'Italia.

Nel periodo 1996-1999, grazie ad un'ampia ricerca europea sui carichi delle neve sulle costruzioni, coordinata dall'Università di Pisa [6], [7], [8] i cui principali obiettivi erano: la definizione della mappa europea dei carichi della neve al suolo; lo studio dei coefficienti di forma per le coperture nelle varie regioni climatiche europee; la definizione dei coefficienti di combinazione per le azioni della neve e lo studio, la definizione e il trattamento dei cosiddetti carichi neve eccezionali, le conoscenze sono state molto affinate, tanto che molti dei risultati ottenuti sono stati utilizzati nella fase di conversione da norma sperimentale ENV a norma europea dell'Eurocodice 1 EN 1991-1-3 [9].

Nell'ambito della ricerca citata si sono raccolte le registrazioni nivometriche in 125 stazioni meteorologiche sparse sul territorio nazionale, per periodi di registrazione variabili da 30 a 90 anni. I dati nivometrici sono stati poi elaborati secondo un processo di analisi statistica comune per le oltre 2600 stazioni meteorologiche europee incluse nello studio.

In base ai valori caratteristici cinquantennali determinati per ciascuna stazione meteorologica, si è successivamente definita la mappa europea del carico neve al suolo, suddividendo il territorio in dieci regioni climaticamente omogenee, così come riportate nell'annesso C dell'EN 1991-1-3, ciascuna delle quali è caratterizzata da una specifica curva di correlazione carico-altitudine.

Secondo questa mappatura il territorio nazionale è suddiviso in due regioni climatiche diverse: la regione mediterranea, che comprende anche parte della Francia meridionale, e la regione alpina, che, oltre alle Alpi italiane, include la Svizzera, le Alpi francesi, l'Austria e parte della Germania. Le mappe dei carichi neve caratteristici al suolo, riportati a livello del mare, sono rappresentati nelle figure 1 e 2, per la regione mediterranea e per la regione alpina, rispettivamente.

La mappa italiana della neve riportata nel DM 2008 è stata derivata direttamente dalle due mappe precedenti, suddividendo il territorio in tre zone di carico, la prima delle quali suddivisa, a sua volta, in due zone, alpina e mediterranea. Nel definire le zone di carico sono stati operati alcuni piccoli aggiustamenti dei confini delle zone stesse, per farli coincidere con quelli amministrativi provinciali, conservando le pertinenti espressioni delle curve di correlazione carico-altitudine, rappresentate in figura 3.



Figura 1 – Mappa del carico neve al suolo – regione mediterranea



Figura 2 – Mappa del carico neve al suolo – regione alpina





Come già accennato, le curve di correlazione relative alle zone appartenenti alla regione mediterranea sono diverse da quelle relative a zone appartenenti alla regione alpina. In particolare, confrontando le curve relative alla zona I alpina e alle zone I e II mediterranee, si osserva che, contrariamente a quanto ci si potrebbe aspettare, il carico al suolo nella zona I alpina cresce con l'altitudine meno rapidamente rispetto a quanto accade per le zone I e II della regione mediterranea. Questa apparente incongruenza è conseguenza delle diverse condizioni climatiche delle due aree, che fanno sì che nella fascia alpina la densità della neve fresca sia decisamente più bassa che nella fascia mediterranea, a causa del ridotto contenuto di umidità. Infatti, mentre nelle regioni a clima continentale la densità delle neve fresca è dell'ordine di 200 kg/m³, nelle stazioni meteorologiche dell'Appennino tosco-emiliano si rilevano valori molto superiori, fino a 550 kg/m³ [10].

La differenziazione tra zona alpina e zona mediterranea non era presente nel DM 1996, che era basato su tre zone, caratterizzate dalle curve di correlazione di figura 4.



Figura 4 - Curve di correlazione carico – altitudine del DM 1996

Per poter meglio apprezzare le differenze puntuali in termini di carico neve al suolo, in tabella 1 sono riportati, a titolo di esempio, i valori caratteristici s_k , calcolati con le due norme per quattro città capoluogo, ciascuna rappresentativa di una zona climatica, mentre nella tabella 2 sono rappresentati i rapporti tra i valori caratteristici del carico, valutati secondo il DM 1996 (T_R =200 anni) e il DM 2008 (T_R =50 anni).

		DM 1996		DM 2008		
N.	Località	H s.l.m. [m]	Zona	s _k [kN/m²]	Zona	s _k [kN/m²]
1	Torino	239	-	1,72	I Alp.	1,54
2	Milano	121	I	1,60	I Med.	1,50
3	Firenze	50		1,15		1,00
4	Catanzaro	586	111	1,60	111	1,27

Tabella 1 - Confronto del carico neve al suolo in quattro capoluoghi

Tabella 2 – Rapporto tra i carichi neve al suolo del DM 1996 e del DM 2008 in quattro località valutato secondo.

Ν.	Località	s _k (DM 1996)/s _k (DM 2008)
1	Torino	1.12
2	Milano	1.07
3	Firenze	1.15
4	Catanzaro	1.26

Per poter confrontare direttamente i valori delle azioni occorrerebbe uniformare i periodi di ritorno, utilizzando, per esempio, la formula

$$s_n = s_k \left\{ \frac{1 - V \frac{\sqrt{6}}{\pi} \left[\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0.57722 \right]}{1 + 2.5923 V} \right\}, (1)$$

riportata nell'annesso D dell'EN 1991-1-3, in cui s_k : è il valore caratteristico del carico neve al suolo con periodo di ritorno 50 anni, s_n : è il carico neve al suolo con periodo di ritorno *n* anni,

 P_n è la probabilità di superamento annua, equivalente approssimativamente a 1/n, e V è il coefficiente di variazione del valore massimo annuale del carico neve. Ipotizzando un coefficiente di variazione costante V=0.6, si ottiene che il rapporto tra il valore duecentennale e il valore cinquantennale è uguale a 1.26.

Per i quattro capoluoghi considerati nell'esempio, quindi, risulta che, a parità di periodo di ritorno, l'applicazione del DM 1996 porta a valori del carico neve generalmente inferiori ai valori calcolati con il DM 2008. A questo proposito, però, si deve tenere conto della diversa solidità e consistenza della base statistica di dati e delle procedure di calcolo dalle quali sono state derivate le mappe più recenti e, in particolare, del fatto che le serie temporali delle registrazioni nivometriche sono più ampie, così come il numero delle stazioni meteorologiche considerate. Per le zone ricadenti nella regione alpina si deve ancora rimarcare che la mappa è significativamente influenzata dai dati provenienti da stazioni meteorologiche poste oltre il confine nazionale, ma appartenenti alla stessa regione climatica, questo, tra l'altro, minimizza alcune incongruenze che si registravano in precedenza nelle zone di confine, passando da uno stato all'altro, quali, ad esempio, marcate discontinuità del carico.

Per estendere il confronto e averne una visione globale e maggiormente significativa, è utile riferire le mappe di carico neve al suolo alle effettive altitudini dei diversi siti. A questo scopo si è fatto ricorso a tecniche GIS, grazie alle quali si è modellato il territorio nazionale con continuità, riferendolo ad una griglia con risoluzione planimetrica di 30 secondi d'arco, corrispondente all'incirca ad una griglia a maglia quadrata di circa 1 km di lato, in ciascun nodo della quale è nota l'altitudine del terreno rispetto al livello medio del mare.

In tal modo, utilizzando le appropriate curve di correlazione carico-altitudine, è stato possibile associare ad ogni punto del territorio nazionale il valore di carico-neve al suolo dedotto con le due normative citate. Nelle figure 5 e 6 sono rappresentate le mappe di carico neve effettivo al suolo, per l'intero territorio nazionale, calcolate con il DM 1996 e il DM 2008. Anche in considerazione della loro limitata estensione, per le zone poste ad altitudine maggiore di 1500 m s.l.m., per le quali sono prescritti studi specifici, nelle mappe sono rappresentati i valori del carico neve relativi alla quota limite di 1500 m.

I confronti tra le due normative sono rappresentati nelle mappe delle figure 7 e 8. Più precisamente, in figura 7 è rappresentato il rapporto tra i valori effettivi del carico al suolo valutati secondo il DM 1996 ed i corrispondenti valori del DM 2008, mentre in figura 8 è rappresentata la differenza tra i valori effettivi di carico neve al suolo calcolati con il DM 2008 e i corrispondenti valori calcolati con il DM 1996. Dall'esame delle mappe delle figure 7 e 8, e ricordando l'avvertenza circa il ragguaglio dei periodi di ritorno delle azioni, si può osservare che, passando dalla mappa del 1996 a quella del 2008:

- il carico nella fascia alpina è generalmente diminuito (fascia di altitudine compresa tra 500 e 1500 m), in questa zona, infatti, i valori di carico neve al suolo, che con il DM 1996 raggiungevano valori prossimi a 10 kN/m² (che per T_R =50 era 7.9 kN/m²), con il DM 2008 attingono valori di poco superiori a 7 kN/m²;
- nell'area tirrenica del centro Italia, con estensione fino alla fascia pre-appenninica, si registrano riduzioni del carico ancor più significative, con rapporti tra i carichi mediamente compresi tra 1.5 e 1.7: questo indica che, in queste zone, il DM 1996 era eccessivamente conservativo;
- in gran parte della pianura padana, se si prescinde dal diverso periodo di ritorno, non si registrano differenze significative;

- nel passaggio dal DM 1996 al DM 2008, i carichi neve aumentano soltanto in una porzione limitata della Puglia.

In conclusione si può affermare che l'applicazione della mappa del DM 2008, statisticamente molto più affidabile della mappa del DM 1996, conduce nella maggior parte del territorio nazionale ad una riduzione del carico neve al suolo, talora molto significativa.

3. AZIONI DEL VENTO

Per le azioni del vento non si registrano significative differenze tra i valori della pressione cinetica di riferimento, valutati secondo il DM 1996 e il DM 2008.



Figura 5 – Carico neve effettivo al suolo secondo DM 1996 [kN/m²]



Figura 6 – Carico neve effettivo al suolo secondo DM 2008 [kN/m²]



Figura 7– Rapporto tra s_k(DM 1996)/s_k(DM 2008)



Figura 8 – Differenze s_k(DM 2008)-s_k(DM 1996) [kN/m²]

A titolo di esempio, nella tabella 3 sono riportati i valori della pressione cinetica di riferimento per tre località italiane, Genova, Pisa e Potenza. Genova è in zona climatica 7, sensibilmente diversa dalla zona climatica 3, cui appartengono Pisa e Potenza, che sono a quote sensibilmente diverse.

	Altit.	DM 2	1996	DM 2008		
Località	s.l.m.	Zona	q _{ref}	Zona	q _{ref}	
	[m]	climatica	[N/mm ²]	climatica	[N/mm ²]	
Genova	19	7	525.6	7	490,0	
Pisa	10	3	455.6	3	455,6	
Potenza	819	3 835,8		3	697,2	

Il confronto di tabella 3 dimostra che l'applicazione del DM 2008 comporta una lieve diminuzione (7%) della pressione cinetica per la zona 7, laddove si hanno le maggiori velocità di riferimento, e una più marcata riduzione della pressione con l'altitudine del sito nella zona 3 (16.5%).

Nel DM 2008 non sono esplicitati i valori dei coefficienti di forma, per i quali si rimanda a dati suffragati da idonea documentazione o ad apposita sperimentazione in galleria del vento. Per gli edifici, si può far riferimento all'EN 1991-1-4 [11], oppure alla circolare [2], ma i risultati non sono sempre coerenti.

Per i ponti, invece, le modifiche sono molto più rilevanti, se si confrontano le prescrizioni del DM 1990 [12] e quelle dell'EN1991-1-4. Il DM 1990 assegnava , infatti, l'azione del vento sul ponte in modo forfetario: a ponte scarico, la pressione del vento era di 250 daN/m², da considerare uniformemente ripartita sul profilo dell'impalcato, mentre a ponte carico si considerava una pressione ridotta a 150 daN/m² uniformemente ripartita sul profilo dell'impalcato e su una striscia continua di forma rettangolare, di altezza 3 m a partire dal piano viabile.

Con le nuove norme tecniche opportunamente integrate dai contenuti dell'Eurocodice 4 EN 1991-1-4, invece, l'azione del vento è calibrata sia in funzione della ubicazione geografica del sito dove sorge il ponte, sia in funzione dell'altezza da terra dell'impalcato.

In generale si rileva che la prescrizione del DM 1990 è più conservativa rispetto al calcolo eseguito con le indicazioni integrate tra DM 2008 e Eurocodice, fatta eccezione per alcuni siti particolarmente esposti, che sono dipendenti dalla zona climatica, dall'altitudine e dalla quota dell'impalcato rispetto al fondo valle. A solo titolo di esempio, nella zona climatica 3, il calcolo raffinato previsto dal DM 2008 conduce a stime dell'azione del vento sull'impalcato più severe rispetto al metodo forfetario del DM 1990 soltanto per ponti con impalcati molto alti dal fondo valle (altezza > 80 m) siti in località poste ad altitudini maggiori di 700 m s.l.m..

4. AZIONI DI NATURA SISMICA

Relativamente alle azioni sismiche, vi sono profonde differenze fra la definizione contenuta nel DM 1996 [3], che sostanzialmente ricalca quella del DM 1984 [13], rispetto a quella contenuta nel DM 2008. Innanzi tutto, il territorio nazionale era suddiviso in zone classificate sismiche e non. Le zone sismiche erano, a loro volta suddivise in tre categorie I, II o III a seconda della pericolosità sismica, mentre nelle zone non classificate la progettazione delle costruzioni poteva prescindere dalle azioni di natura sismica.

Nella previgente normativa le azioni sismiche venivano definite direttamente attraverso spettri di progetto, le cui ordinate, a parità di altri fattori, erano proporzionali ad un coefficiente funzione della categoria sismica. La forma dello spettro presentava un tratto iniziale ad accelerazione costante, corrispondente alla massima accelerazione spettrale, seguito da un tratto discendente con legge proporzionale a $T^{-2/3}$, essendo *T* il periodo del modo considerato.

Poiché uno spettro così definito non consente di ricavare immediatamente l'accelerazione di picco al suolo, da confrontare con quella adottata nel DM 2008, è necessario desumerla dai documenti disponibili. A questo scopo si è percorso a ritroso il procedimento seguito all'epoca in ambito pre-normativo, per ricavare gli spettri di progetto, facendo anche riferimento al documento di studio pubblicato dal GNDT-CNR nel dicembre 1984 [14], nel quale gli spettri di accelerazione erano definiti con criteri analoghi a quelli poi adottati nell'Eurocodice 8 EN1998-1 [15], tra i quali, in particolare, la definizione del fattore di struttura e l'esplicitazione dell'accelerazione di ancoraggio, indicati quali valori efficaci della accelerazione massima per le tre zone sismiche.

Come atteso, utilizzando le indicazioni contenute nel documento sopra citato, i valori limite delle accelerazioni di picco al suolo corrispondenti alle tre categorie valgono: 0.35g per la I categoria; 0.25g per la II e 0.15g per la III. La distribuzione delle zone del DM 1996 è illustrata nella figura 9 e coincide con quella del 1984.

Un confronto esaustivo tra le due norme non è possibile in questa sede, a causa delle notevoli differenze di approccio progettuale, che sono qui sintetizzate:

- nel DM 1996 la natura del sottosuolo interveniva esclusivamente mediante il coefficiente di fondazione, che moltiplica le ordinate dello spettro e che normalmente era assunto pari a 1, salvo divenire 1.3 in presenza di depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 m su terreni di caratteristiche meccaniche più elevate. Come noto, nel DM 2008 la natura del sottosuolo è un parametro molto più articolato che interviene anche sulla forma dello spettro;
- il fattore di struttura nel DM 1996 non era esplicitato nella definizione dello spettro di progetto e l'influenza della tipologia strutturale sulla intensità dell'accelerazione era tenuta in conto attraverso il coefficiente di struttura β , che in generale assumeva valore unitario, ad eccezione dei casi in cui erano presenti nuclei irrigidenti destinati ad assorbire le azioni orizzontali, per i quali β valeva 1.2. Anche in questo il DM 2008 attribuisce opportunamente molta più rilevanza alla definizione del fattore di struttura in ragione delle diverse tipologie strutturali, proponendo un'ampia serie di valori da calibrare anche in relazione alla regolarità strutturale;
- il coefficiente di protezione sismica I nel DM 1996 teneva conto della rilevanza della struttura in progetto ai fini della protezione civile e, più in generale, delle conseguenze del crollo a seguito dell'evento sismico. Le ordinate dello spettro di progetto venivano conseguentemente amplificate del coefficiente I variabile tra 1 e 1.4. Il DM 2008 propone un approccio più sofisticato e innovativo anche rispetto all'Eurocodice, richiamando il concetto di classe d'uso della struttura e introducendo il periodo di riferimento per l'azione sismica come prodotto della vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Poiché i parametri di definizione dello spettro sono dati sito per sito in funzione del periodo di ritorno, è possibile apprezzare in modo molto più preciso la dipendenza dell'azione dal periodo di riferimento e dallo stato limite considerato.

In conseguenza di tutto quanto sopra, il confronto tra le due normative è stato impostato in base a criteri di tipo semplificato, che consentissero comunque una mappatura estesa a tutto il territorio nazionale dell'accelerazione di ancoraggio dello spettro a_{g475} , valutata per sottosuolo di tipo A, con substrato rigido orizzontale, assunta come indicatore di pericolosità sismica. Nel far questo, alle aree non classificate nel 1996 è stata associata un'accelerazione di 0.05g.

Nella figura 10 è illustrata la mappa nazionale delle accelerazioni a_{g475} , dedotte dal DM 2008, coerentemente con i criteri sopra richiamati.

Nella figura 11 è raffigurata la differenza tra le accelerazioni a_{g475} del DM 2008 e la corrispondente accelerazione del DM 1996. In questa figura le aree con campitura rigata indicano zone in cui le accelerazioni rimangono sostanzialmente inalterate; le aree più scure indicano zone in cui l'accelerazione è incrementata passando dal DM 1996 al DM 2008, con differenze massime superiori a

0.15g; le aree più chiare corrispondono, infine, a zone in cui l'accelerazione è diminuita, in modo anche consistente.

Dall'esame di questa figura emerge che l'accelerazione al suolo è diminuita in buona parte dell'Italia centro-meridionale, in Sicilia e in parte del Friuli Venezia Giulia. L'accelerazione è, viceversa, aumentata in parte della Pianura Padana a cavallo della Lombardia e del Veneto, in Emilia Romagna, nella fascia alpina occidentale, sull'Appennino umbro, in parte della Toscana e del Lazio e sulla fascia costiera dell'Abruzzo e del Molise.

La mappatura delle differenze di accelerazione al suolo non consente, da sola, di trarre informazioni sull'impatto tecnico ed economico che la nuova zonizzazione sismica comporta nel settore delle costruzioni. È infatti possibile che molte delle zone in cui si registrano variazioni di accelerazione passando dal DM 1996 al DM 2008, ricadano



Figura 9 - Zonazione sismica del 1984 (DM 1996)



Figura 10– Valori ag475 da NTC08 [10 ag/g]



Figura 11 – Differenze fra a_{g475} secondo DM 2008 e secondo DM 1996 [10 a_g/g]

in aree scarsamente popolate, e che, conseguentemente, le conseguenze in termini di impegno economico richiesto per la realizzazione di nuove costruzioni o per l'adeguamento di edifici esistenti siano limitate.

Tra i vari criteri che si possono adottare per definire e quantificare un indicatore sintetico del maggior costo degli interventi edilizi a seguito della nuova zonizzazione sismica, si è scelto quello di correlare il costo aggiuntivo degli interventi al prodotto dell'intensità dell'accelerazione i picco al suolo per la densità abitativa dell'area, considerando sommariamente che il numero e il costo delle costruzioni siano proporzionali al numero di abitanti e trascurando le conseguenze, talora rilevanti, delle prescrizioni in termini di dettagli costruttivi.

Naturalmente questa valutazione semplificata è da considerarsi solo come una indicazione di prima approssimazione, in considerazione del fatto che le caratteristiche dell'edificio, quali la tipologia, la capacità dissipativa e, quindi la sua duttilità, la regolarità, e la natura del sottosuolo del sito intervengono significativamente nella definizione dell'azione sismica e, conseguentemente nel dimensionamento delle parti strutturali.

Se l'indicatore è, più appropriatamente, riferito alla differenza di accelerazione al suolo, che si registra tra DM 2008 e DM 1996 (figura 11), si ottiene un'indicazione dei costi aggiuntivi necessari per realizzare nuove costruzioni, ma anche e soprattutto per adeguare le costruzioni esistenti, progettando con la nuova normativa. Ovviamente, a valori negativi dell'indicatore corrispondono riduzioni di costi.

Nella figura 12 è illustrata la mappa della variazione sul territorio nazionale dell'indice di extra costo, ottenuto moltiplicando la differenza $[a_{g475}(DM2008)-a_{g475}(DM1996)]$ per la densità della popolazione, espressa in numero di abitanti per ettaro. Dall'esame della figura 12 risulta evidente che la rilevanza delle aree caratterizzate da un maggior incremento dell'accelerazione, come desumibili dalla figura 11, è fortemente ridimensionata e che le aree in cui le conseguenze sono più significative si concentrano, ovviamente, in prossimità delle grandi città. In particolare, le regioni per le quali si prevedono i maggiori costi di costruzione legati



Figura 12 – Indicatore di variazione di costo $[(a_g/g) \cdot (ab/ha]$

all'incremento dell'azione sismica sono perlopiù concentrate in parte della pianura padana e dell'Emilia Romagna, nel Lazio nella fascia intorno a Roma e in Campania in prossimità di Napoli.

5. CONCLUSIONI

Si è analizzato l'impatto sulla progettazione delle modifiche in termini di azioni introdotte con le nuove norme tecniche, con particolare riferimento ai carichi da neve e alle azioni sismiche. Nello studio comparativo si è fatto ampio uso di carte sinottiche, estese a tutto il territorio nazionale, sì da poter avere una visione d'insieme delle variazioni.

Il confronto ha consentito di evidenziare come i carichi neve effettivi al suolo, che tengono conto dell'effettiva altitudine del sito, si siano generalmente ridotti passando dal DM 1996 al DM 2008, grazie alle nuove conoscenze che sono state acquisite, sia in termini di serie statistiche dei dati nivometrici, sia in termini di coefficienti di forma delle coperture per le zone europee a clima temperato.

Per le azioni sismiche il confronto è molto meno immediato a causa della dipendenza dell'azione dalle caratteristiche dell'edificio e dalla natura del sottosuolo. Considerando, in maniera semplificata, come parametro significativo la sola accelerazione di picco al suolo, a_{g475} , e introducendo un opportuno indicatore di costo dato dal prodotto dell'accelerazione per la densità di popolazione è stato comunque possibile confrontare le due norme, per lo meno in termini macroscopici.

Il confronto dimostra come le accelerazioni fornite dalla nuova normativa diminuiscano nell'Italia centro-meridionale, in Sicilia e in parte del Friuli Venezia Giulia e aumentino in parte della pianura padana, in Emilia Romagna, nella fascia alpina occidentale, sull'Appennino umbro, in parte della Toscana e del Lazio e sulla fascia costiera dell'Abruzzo e del Molise. Gli incrementi di costo maggiormente rilevanti, invece, riguardano solo alcune zone densamente popolate della pianura padana, dell'Emilia Romagna e le zone intorno a Roma e a Napoli.

Naturalmente, per poter trarre conclusioni più generali sono necessari confronti più estesi, che tengano in conto anche altri parametri, sui quali saranno concentrate le ricerche future.

BIBLIOGRAFIA

- [1] DM. LL. PP. 14.01.2008 (2008) Norme tecniche per le costruzioni.
- [2] Circ. 02.02.2009, n. 617 (2009) Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] DM LL. PP. 09.01.1996 (1996) Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- [4] DM LL. PP. 16.01.1996 (1996) Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- [5] UNI EN 1990 (2006) Basis of Structural Design Eurocode 1, Milano, UNI.
- [6] Sanpaolesi, L. et al. (1998) Scientific support activity in the field of structural stability of civil engineering works
 snow loads, Final Report for phase I, European Commission DGIII/D-3, Brussels.
- [7] Sanpaolesi, L. et al. (1999) Scientific support activity in the field of structural stability of civil engineering works
 snow loads, Final Report for phase II, European Commission DGIII/D-3, Brussels.
- [8] Del Corso, L. et al. (2000) European snow loads research project: recent results, *Proceedings of the 4th*

International Conference on Snow Engineering, Balkema, Rotterdam.

- UNI EN 1991-1-3 (2004) Actions on structures, Part 1-3 – General Actions: Snow loads Milano, UNI.
- [10] Formichi, P. et al. (2000) Recent European research advances in snow loading and their possible implementation in the Eurocodes, *Progress in Structural Engineering and Materials* 2(3:4) John Wiley and Sons Ltd. UK.
- [11] UNI EN 1991-1-4 (2005) Actions on structures, Part 1-3 – General Actions: Wind actions, Milano, UNI.
- [12] DM LL.PP. 04.05.1990 (1990) Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.
- [13] DM LL. PP. 19.06.1984 (1984) Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- [14] CNR GNDT (1984), Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche - Documento di studio, *Ingegneria* sismica, n.º 1/1985.
- [15] UNI EN 1998-1 (2005) Design of structures for earthquake resistance – Part 1 – General rules, seismic actions and rules for building, Milano, UNI.

ALCUNE OSSERVAZIONI SUL COMPORTAMENTO DI EDIFICI PREFABBRICATI A PARETI IN C.A. SOGGETTI AD AZIONE SISMICA

Beatrice Belletti¹, Antonello Gasperi², Elisa Poletti³, Paolo Riva⁴

1 DICATeA – Università degli Studi di Parma

- 2 Libero Professionista, in Modena
- 3 Ingegnere, in Parma
- 4 Dipartimento di Progettazione e Tecnologie, Università di Bergamo

SOMMARIO

Nella memoria si studia il comportamento di edifici prefabbricati la cui struttura, realizzata in calcestruzzo armato, comprende telai, costituiti da travi e pilastri, e pareti alle quali è affidata la resistenza alle azioni sismiche relative all'intero edificio. I pilastri, secondo quanto è previsto nelle NTC al capitolo 7.2.3, sono pertanto da considerarsi "elementi strutturali secondari" dal punto di vista della risposta dell'edificio alle azioni sismiche. E' stato analizzato un edificio regolare multipiano con dimensioni e disposizione delle pareti che possono ritenersi tipiche nella pratica costruttiva corrente. Le analisi pushover sono eseguite con l'ausilio di un codice di calcolo che ha messo in conto sia le non linearità geometriche sia le non linearità meccaniche dei materiali impiegati [1].

SUMMARY

In this paper the behaviour of RC buildings, whose structure includes frames, made of beams and columns, and shear walls, supporting lateral seismic loads acting on the entire building, is investigated. The columns, accordingly to NTC, chapter 7.2.3, are to be considered "secondary structural elements" concerning the building response to seismic loads. A regular multi-storey building has been analyzed with typical dimensions and wall dispositions adopted in the current constructive practice. Pushover analyses are carried out using a code accounting for the effects of both geometrical non linearity and mechanical non linearity of materials [1].

1. INTRODUZIONE

Nella memoria è stata presa in esame un edificio prefabbricato di 6 piani prefabbricata con dimensioni in pianta pari a $23.5 \text{ m} \times 12.5 \text{ m}$ dotata di un vano scala e di un vano per due ascensori posti in posizione simmetrica rispetto ad uno dei due assi. Le strutture in elevazione, tutte prefabbricate, sono costituite da pilastri, travi e pareti in c.a. e da solai anch'essi prefabbricati con successivo getto di completamento in opera. Si sottolinea che uno schema resistente che comprende telai e pareti porta in generale vantaggi tecnici ed anche economici rispetto alla soluzione con solo pilastri le cui sezioni resistenti sono caratterizzate da grandi dimensioni.

Nel presente lavoro si analizzano diverse modellazioni della struttura, in particolare con l'espressione "modello con pareti scollegate" si intende il modello in cui le pareti di geometria non rettangolare (ad es. ad "L") sono divise in porzioni rettangolari in modo tale che la connessione fra le porzioni rettangolari suddette sia realizzata soltanto a livello di impalcato e relativamente ai gradi di libertà traslazionali in direzione x e y, nel piano dell'impalcato.

L'espressione "modello con pareti con collegamento discontinuo" indica il modello in cui le pareti di geometria non rettangolare sono divise in porzioni rettangolari connesse soltanto a livello di impalcato e relativamente ai gradi di libertà traslazionali in direzione x, y e z.

L'espressione "modello con pareti con collegamento continuo" indica il modello in cui le pareti di geometria non rettangolare sono divise in porzioni rettangolari connesse su tutta l'altezza delle pareti stesse e relativamente ai gradi di libertà traslazionali in direzione x, y e z (sono dunque permesse al di fuori dell'impalcato le rotazioni relative).

L'espressione "modello con pareti continue" indica il modello in cui le pareti di geometria non rettangolare (ad es. ad "L") sono trattate con la loro effettiva geometria (tenendo conto della perfetta continuità fra le parti delle pareti).

Nella memoria si è dapprima dimensionata la palazzina prefabbricata di Fig. 1 con calcoli manuali per mezzo di semplici modelli elastici lineari che prevedono l'ipotesi di pareti scollegate. Tale procedura rispecchia spesso l'approccio di pre-dimensionamento seguito nella pratica progettuale. Successivamente la palazzina in esame è stata verificata con analisi non lineari ad elementi finiti adottando i quattro diversi modelli di calcolo precedentemente descritti. Le varie tipologie di collegamento fra pareti prefabbricate considerate sono state analizzate sia al fine di evidenziare dal punto di vista teorico le differenze di comportamento della struttura al variare delle ipotesi di modellazione, sia al fine di fornire indicazioni che possano essere utili per la scelta delle tecnologie e metodologie costruttive da adottare nelle fasi costruttive e nell'assemblaggio delle pareti.



Figura 1 – Pianta dell'edificio (dimensioni in cm), sezioni amplificate per un fattore di scala pari a 2

I pilastri, secondo quanto è previsto nelle NTC [3] al capitolo 7.2.3, sono da considerarsi, per questa tipologia strutturale, "elementi secondari" dal punto di vista della risposta dell'edificio alle azioni sismiche. In accordo con quanto prescritto al capitolo 7.2.3 la struttura secondaria, ovvero i pilastri, sono stati schematizzati come un sistema di elementi pendolari; questa modellazione fittizia dei pilastri permette di considerare la reale distribuzione delle masse nella struttura. La verifica dei pilastri è stata successivamente condotta a parte, come richiesto dalle normative, verificando che tali elementi siano dotati della duttilità necessaria per "seguire" gli spostamenti delle pareti che si deformano sotto l'effetto delle azioni sismiche, mantenendo la loro capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Successivamente, si è valutato in che misura la modellazione della struttura secondaria prefabbricata, costituita da travi appoggiate ai pilastri e da pilastri monolitici incastrati alla base, possa condizionare la risposta complessiva dell'edificio, confrontando la risposta ottenuta adottando la schematizzazione pendolare con la risposta ottenuta adottando una modellazione dei pilastri con elementi beam non lineari incastrati alla base.

Infine i risultati delle analisi statiche non lineari vengono presentati seguendo la procedura numerica proposta da Fajfar [4], denominata metodo N2, in termini di confronto fra spettro di domanda in formato ADRS e diagramma di capacità della struttura. Sulla scorta dei risultati ottenuti, si forniscono da ultimo alcune considerazioni sull'utilizzo di queste procedure numeriche per il calcolo della risposta non lineare delle strutture a pareti.

2. PRINCIPI DI PROGETTAZIONE

Nella progettazione dell'edificio a pareti sismo-resistenti (Fig. 1), come definito al punto 7.4.3.1 delle NTC 2008, si assume che le azioni dovute al sisma vengono interamente assorbite dalle pareti che sono progettate secondo il Capitolo 7 delle NTC e secondo le prescrizioni contenute nell'Eurocodice 8 [5]. Il telaio diventa pertanto una struttura secondaria (dal punto di vista sismico) progettata secondo il Capitolo 4 delle NTC e secondo le prescrizioni contenute nell'Eurocodice 2 [6]. I solai possono essere considerati come diaframmi rigidi nel piano grazie alla presenza di una soletta armata con spessore pari a 6 cm, gettata in opera sugli elementi prefabbricati di solaio, Fig. 2.

In Fig. 1 sono riportate la pianta del solaio tipo dell'edificio analizzato e uno schema sintetico delle armature di travi, pilastri e pareti. La struttura inoltre non è da considerarsi deformabile torsionalmente essendo il rapporto $r/l_s > 0.8$. Le strutture principali (pareti) e le strutture secondarie (travi e pilastri) sono state realizzate con calcestruzzi di classe C50/60 ed acciaio B450C, rispettivamente.

Un elenco sintetico dei carichi di progetto, applicati ad impalcati e scale, è riportato in Tabella 1. Come rivestimento esterno si sono utilizzati pannelli orizzontali, collegati ai pilastri, aventi peso complessivo, opportunamente ridotto per tenere conto della presenza delle aperture, pari a 4 kN/m^2 .

Per la determinazione dell'azione sismica si considera un suolo di categoria C e la categoria topografica T1. I valori di $a_g=0.142g$, $F_0=2.46$ e $T_C^*=0.283s$, relativa ad una zona sismica prossima a Parma, completano i dati necessari per la definizione dello spettro di risposta elastico relativo alla verifica allo stato limite di salvaguardi a della vita (SLV), con tempo di ritorno pari a 475 anni.

Tabella 1 – Analisi dei carichi

	Solaio piano tipo	Solaio copertura	Scala
Permanente [kN/m ²]	6.5	6.5	8.00
Variabile [kN/m ²]	2.00	1.20	4.00

Per la progettazione è stato adottato un fattore di struttura $q = q_0 \cdot K_R = 4 \cdot \alpha_u / \alpha_1 \cdot 1 = 4 \cdot 1 \cdot 1 = 4$, calcolato nel caso di pareti non accoppiate. Essendo la struttura regolare in altezza $K_R = 1$. Si è eseguita una analisi modale della struttura, modellata secondo quanto illustrato in 2.1, utilizzando il software ad elementi finiti ABAQUS. I valori dei periodi propri ottenuti sono T_{1v}=1,176 s relativo al primo modo di vibrare traslatorio lungo y con massa partecipante 68,47% e $T_{1x}=0,695$ s relativo al terzo modo di vibrare con il 68,17% di massa partecipante. Si è trascurato il secondo modo torsionale in ragione della trascurabile massa eccitata. Per il calcolo del periodo si è utilizzato un modulo elastico dimezzato per il calcestruzzo. In Tabella 2 sono riportati i dati necessari per il calcolo delle forze statiche equivalenti utilizzate per la progettazione. Si ricorda che le forze orizzontali F_i, applicate ai vari piani in corrispondenza del baricentro delle masse, sono state calcolate, in fase progettuale, applicando la distribuzione di forze proposte dalle NTC, Eq. (1):

$$F_{i} = F_{h} \cdot \frac{z_{i} \cdot W_{i}}{\sum_{j} z_{j} \cdot W_{j}}$$
(1)

Essendo il taglio alla base pari a $F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda$, il coefficiente di distribuzione λ pari a 1 in direzione y e 0.85 in direzione x (punto 7.3.3.2 delle NTC) ed i valori dell'ordinata dello spettro di risposta S_d pari a 0.078g e 0.049g, rispettivamente per sisma in direzione x e y.

Tabella 2 - Dati per il calcolo delle azioni statiche equivalenti

piano	1	2	3	4	5	6
W _i [t]	487.2	487.2	487.2	487.2	477.9	275.2
z _i [m]	3.33	6.79	10.25	13.71	17.17	20.63

Le azioni statiche sulle pareti sono state ottenute combinando gli effetti del sisma nelle due direzioni, considerati separatamente, secondo quanto riportato al punto 7.3.5 delle NTC. Inoltre per tenere conto di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è stata attribuita un'eccentricità accidentale pari al 5% della dimensione dell'edificio perpendicolare alla direzione del sisma considerata (si legga il punto 7.2.6 delle NTC). Le pareti sono state progettate con il criterio della gerarchia delle resistenze considerando l'azione benefica del confinamento esercitato dalle armature trasversali sul calcestruzzo compresso. Le verifiche di resistenza e duttilità sono state eseguite nel rispetto delle NTC [3].

2.1 Modellazione per la progettazione

Una prima modellazione elastica-lineare della struttura è stata eseguita al fine di ottenere le forme modali ed i relativi periodi naturali, sopra riportati, inseriti nello spettro di progetto per ricavare le forze da adottare nell'analisi statica equivalente condotta in questa prima fase progettuale. Il modello elastico lineare è stato inoltre utilizzato per il dimensionamento di pilastri e travi in assenza di azione sismica. Le pareti sono state modellate con elementi finiti shell multi-strato "S4". Travi e pilastri sono stati modellati con elementi beam "B32" a 3 nodi e due punti di integrazione con comportamento alla Timoshenko, aventi un andamento lineare del momento e un andamento quadratico del taglio. Per realizzare l'appoggio delle travi alle mensole dei pilastri (Fig. 2) sono stati usati elementi di collegamento tramite

elementi beam "B31" a 2 nodi. Lo stesso tipo di elementi di collegamento è stato adottato per realizzare il collegamento fra solaio e travi, avendo rispettivamente le travi di bordo e di spina una sezione a L e a T rovescio, Fig. 2.



Figura 2 – Dettaglio dell'appoggio dei tegoli alle travi (a) di bordo e (b) di spina

Si è inoltre deciso di trascurare l'eccentricità in altezza di questi collegamenti poiché l'appoggio del tegolo si trova ad una quota praticamente identica rispetto a quella relativa all'asse della trave, così come indicato in Fig. 3(d).



Figura 3 – a) Individuazione degli assi di travi, pilastri e elementi di collegamento, modellazione (b) dell'appoggio tegoli – trave e (c) trave – pilastro, d) particolare appoggio tegoli – trave

Le masse sono state introdotte come masse concentrate in corrispondenza degli appoggi tegolo – trave e trave – pilastro (Fig. 4) tramite elementi "MASS" associati ai tre gradi di libertà traslazionali del nodo. In Fig. 4 sono rappresentati i collegamenti solaio-trave e trave-pilastro per la trave di spina raffigurata in Fig. 2(b). In Fig. 4 sono riportate inoltre le posizioni delle masse dovute ai carichi gravanti sul solaio, ai tamponamenti (se presenti), ai pesi propri di travi e pilastri.



Figura 4 – Particolare della modellazione ad elementi finiti: appoggio trave – pilastro

Il peso proprio delle pareti è stato assegnato tramite il comando "DENSITY" come proprietà del materiale. L'impalcato rigido è stato modellato unendo tutti i nodi delle pareti e dei pilastri ad altezza asse soletta con il vincolo "COUPLING KINEMATIC". Con tali nodi si è creata una superficie per ogni piano e la si è vincolata a seguire un nodo master (il baricentro delle masse) per i gradi di libertà traslazionali in direzione x e y e per la rotazione torsionale. I collegamenti trave - pilastro e tegoli - trave sono stati resi rigidi tramite il vincolo "MPC2 di tipo "BEAM", che crea una trave rigida tra due nodi per vincolare gli spostamenti e le rotazioni del primo nodo (il nodo slave) agli spostamenti e alle rotazioni del secondo (il nodo master).

L'elemento beam che invece collega l'asse della trave alla mensola del pilastro può ruotare liberamente poiché la trave prefabbricata è semplicemente appoggiata al pilastro.



Figura 5 – Mesh adottata per la struttura

Per fare ciò si è usato un "MPC" di tipo "LINK", che crea un collegamento rigido tra due nodi, mantenendo costante la distanza tra i due, e un "MPC" di tipo "REVOLUTE", che permette la rotazione relativa tra due nodi attorno a un asse opportunamente definito.

Le pareti sono state vincolate alla base per i tre gradi di libertà traslazionali e per le rotazioni attorno al loro asse principale. In Fig. 5 si mostra la mesh della struttura.

3. ANALISI PUSHOVER DELLA STRUTTURA

La risposta dell'edificio prefabbricato oggetto di studio sottoposto ad azioni sismiche è stato approfondito tramite analisi non lineari ad elementi finiti, condotte con il codice di calcolo ABAQUS. Le pareti sismo-resistenti sono modellate con elementi finiti shell multi-strato, così come indicato al paragrafo 2.1. Per il calcolo della matrice costitutiva, in corrispondenza dei punti di integrazione delle pareti, si adotta il legame PARC implementato nella subroutine UMAT.for [1].



Figura 6 – Confronto in termini di curve momento-curvatura alla base per la parete 1

Si tratta di un modello a fessurazione fissa che considera gli effetti dovuti ai principali fenomeni che caratterizzano il comportamento non lineare del calcestruzzo armato sia in fase non fessurata che in fase fessurata. La matrice costitutiva PARC è stata ulteriormente arricchita nel presente studio implementando il legame di Park e Kent per il calcestruzzo confinato [7]. La procedura proposta permette dunque di tenere conto sia della non linearità meccanica sia della non linearità geometrica. Fig. 6 mostra, per la parete 1 sottoposta ai carichi verticali ed ad un generico spostamento in sommità, i confronti in termini di curve momento - curvatura alla base ottenute con la procedura numerica proposta e il programma Biaxial disponibile nel sito http://www.reluis.it/. In Fig. 6 si può osservare che l'analisi non lineare ad elementi finiti descrive bene la rottura a presso - flessione della parete. Si osserva inoltre che con la procedura numerica proposta è possibile cogliere anche altre tipologie di rottura quali, per esempio la rottura a taglio [2]. Si sottolinea che in virtù della procedura incrementale adottata, in controllo di spostamento (u), è stato possibile fornire con l'analisi ad elementi finiti tutta la curva momento - curvatura (comprensiva del ramo discendente) fino al raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo confinato compresso. Gli aspetti legati alla convergenza numerica verranno più diffusamente trattati nel paragrafo 3.2.

3.1 Modellazione per le analisi pushover

Per eseguire le analisi pushover il modello ad elementi finiti, illustrato nel paragrafo 2.1, è stato semplificato, trascurando la modellazione dei collegamenti tegolo - trave e trave - pilastro, ritenuti non rilevanti al fine della previsione del comportamento non lineare della struttura. Inoltre per quanto riguarda la struttura secondaria, non sono state inserite nel modello le travi, che essendo semplicemente appoggiate ai pilastri non contribuiscono nella definizione della rigidezza e resistenza strutturale. I pilastri ad ogni piano sono stati modellati con uno schema pendolare, svincolando le rotazioni alle estremità attorno agli assi principali delle sezioni trasversali (assi x e y). Si sottolinea che questo schema vincolare è assai diverso dalla realtà; tuttavia l'adozione di tale schema costituisce un artificio utile ai fini del calcolo. L'impalcato rigido è stato modellato con elementi membranali "M3D3" e "M3D4" a 3 e 4 nodi rispettivamente.

Sono stati considerati diversi livelli di collegamento per le pareti prefabbricate a forma ad "L" o a "C", Fig. 1, secondo quanto precedentemente illustrato al paragrafo 1. Nel dettaglio, nel "modello con pareti scollegate" solo i nodi a livello asse soletta sono vincolati dalle condizioni di impalcato rigido (restano liberi gli spostamenti relativi lungo z). Per realizzare sia il "modello con pareti con collegamento discontinuo" sia il "modello con pareti con collegamento continuo" sono stati utilizzati i vincoli MPC ("Multi-Point Constraint") di tipo "PIN", che rendono gli spostamenti in due nodi coincidenti uguali, ma lasciano le rotazioni indipendenti. In particolare nel "modello con pareti con collegamento discontinuo" questi vincoli MPC sono stati applicati solo ai nodi a livello impalcato, mentre nel "modello con pareti con collegamento continuo" questi vincoli MPC sono stati applicati a tutti i nodi lungo l'altezza delle pareti. Infine il "modello con pareti continue" prevede che le pareti a forma di "L" e a "C" siano modellate come un corpo unico. Il fine di queste analisi non lineari è valutare le differenze fra le risposte della struttura ottenute con le diverse modellazioni e cioè con le diverse situazioni relative all'unione fra le varie parti delle pareti a sezione non rettangolare. Per rendere più semplici tali confronti si è deciso di non considerare l'eccentricità accidentale in entrambe le direzioni. Inoltre considerato l'edificio prefabbricato esaminato come struttura nuova da realizzare, si è deciso prudenzialmente di assumere nelle analisi pushover i valori caratteristici delle resistenze dei materiali, poiché i valori delle resistenze medie dei materiali non sono ovviamente note.

3.2 Risultati delle analisi pushover

Le analisi pushover sono state condotte in controllo di carico, applicando ai baricentri delle masse dei vari piani le due distribuzioni di forze previste dalle NTC al punto 7.3.4.1, una prima distribuzione funzione del modo di vibrare principale traslatorio ed una seconda derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione. In Fig.7 sono riportati i risultati delle analisi ottenute per la prima distribuzione di forze, per sisma in direzione +y, in termini di curve taglio alla base - spostamento del punto di controllo, corrispondente al baricentro delle masse dell'impalcato di copertura. Si osserva in Fig. 7 che il "modello con pareti scollegate" presenta una rigidezza e resistenza significativamente inferiori rispetto agli altri modelli. Con riferimento alla Fig. 7, è evidente che un "modello a pareti scollegate", nel quale sono permessi anche in corrispondenza degli impalcati gli scorrimenti relativi lungo la direzione z, non coinvolgendo nella resistenza le pareti ortogonali fornisce risultati significativamente diversi rispetto a quelli ottenuti con modelli con collegamenti fra le pareti, senz'altro più aderenti alla realtà. In Fig. 7 si nota inoltre che la risposta del "modello con pareti con collegamento discontinuo" è molto simile a quella del "modello con pareti con collegamento continuo" e a quella del "modello con pareti continue". Per questa ragione tutte queste modellazioni possono essere efficaci al fine della previsione della risposta strutturale e possono essere indifferentemente usate a seconda delle potenzialità dello strumento di calcolo adottato. In Fig. 7 è riportato il valore del taglio alla base corrispondente alla distribuzione di azioni statiche equivalenti utilizzate per la progettazione della struttura (SLD e SLV).



Figura 7 – Sisma in direzione +y: confronto tra le curve taglio alla base – spostamento del punto di controllo per le diverse modellazioni

In Fig. 8 e Fig. 9 si riportano rispettivamente i quadri fessurativi in corrispondenza del carico ultimo per il "modello con pareti scollegate" e per il "modello con pareti con collegamento continuo", nel caso di sisma in direzione +y e prima distribuzione delle azioni. Dal confronto fra i quadri fessurativi di Fig. 8 e 9 si osserva come nel "modello con pareti scollegate" ogni parete lungo y si comporti come una parete isolata, il quadro fessurativo è concentrato alla base delle pareti e le pareti ortogonali non si fessurano.



ndenza del carico ultimo per il "modello con par con collegamento continuo"

Nel "modello con pareti con collegamento continuo" anche le pareti in direzione x (si veda per esempio la parete 11) si fessurano poiché collaborano alla resistenza complessiva dell'edificio, inoltre il quadro fessurativo è più diffuso e concentrato in corrispondenza degli impalcati con valore massimo alla base. In Fig. 10 si riportano per il sisma in direzione +v le curve taglio alla base – spostamento del punto di controllo relative alle prima distribuzione delle forze statiche equivalenti, proporzionale al primo modo di vibrare, ed alla seconda distribuzione, proporzionale alle masse. Dai risultati in Figg. 7 e 10, si osserva che la struttura esibisce una resistenza minore e degli spostamenti leggermente superiori quando soggetta alla prima distribuzione di carico. Nel "modello con pareti scollegate" la rottura avviene per formazione delle cerniere plastiche alla base delle pareti solo lungo la direzione y. In Fig. 11 si osserva che la rottura anche nel caso di "modello con pareti con collegamento continuo", si manifesta a snervamento avvenuto (pari a $\varepsilon_{sy} = 2.14e^{-3}$ per acciaio B450C) delle armature di tutte le pareti in direzione y e della parete 11, che in virtù del collegamento partecipano alla resistenza complessiva dell'edificio.



Figura 10 – Sisma in direzione +y: confronto tra le curve taglio alla base – spostamento del punto di controllo per le diverse modellazioni e distribuzioni delle azioni statiche equivalenti al sisma

La rottura in un'analisi in controllo di carico, come quella condotta nel seguente studio, avviene in corrispondenza del valore del carico in cui la prima parete raggiunge la deformazione di picco a compressione del calcestruzzo (tale deformazione di picco è risultata pari a $\varepsilon_{c0} = -3e^{-3}$ (si veda Fig. 12) ed è stata valutata per il calcestruzzo adottato (C50/60) in funzione dei rapporti di armatura trasversali progettati). Si sottolinea che le deformazioni unitarie nel calcestruzzo (ε) riscontrate sono di molto inferiori al valore limite proprio del calcestruzzo confinato pari al $\varepsilon_{cu} = -1.3\%$. Tale limitazione per l'analisi numerica è strettamente correlata al metodo di convergenza incrementale ed iterativo adottato per l'analisi (Newton – Raphson).



Figura 11 – Sisma in direzione +y: valori delle deformazioni delle barre verticali in corrispondenza del carico ultimo per il "modello con pareti con collegamento continuo"

Metodi più raffinati di convergenza, quali ad esempio il metodo arc-length, che potrebbero dal punto di vista teorico risolvere questo genere di problemi di risoluzione numerica, non sono risultati efficaci dal punto di vista operativo durante i tentativi effettuati. Per questo motivo gli autori si stanno occupando di sviluppare un'analisi pushover adattativa in controllo di spostamento, che si pensa possa risolvere in parte questi problemi di convergenza. La validità delle conclusioni che verranno tratte non è comunque significativamente influenzata dai problemi di convergenza riscontrati.



Figura 12 – Sisma in direzione +y: valori delle deformazioni del calcestruzzo in corrispondenza del carico ultimo per il "modello con pareti con collegamento continuo"

In Fig. 13 sono riportati in corrispondenza del taglio alla base relativo allo stato limite di danno (SLD), i profili di spostamento nel caso di sisma in direzione +y. Si osserva come lo spostamento d'interpiano calcolato con il "modello con pareti scollegate" sia notevolmente superiore rispetto al caso del "modello con pareti con collegamento continuo".



Figura 13 – Sisma in direzione +y: profili di spostamento di interpiano (SLD) per la prima distribuzione di forze

3.3 Verifiche con il metodo N2

In questo paragrafo, con riferimento al metodo N2 proposto da Fajfar [4], si eseguono le verifiche relative al modello con pareti scollegate. Per semplificare il più possibile il comportamento strutturale si è trascurato il comportamento torsionale della struttura; nel caso in cui si fosse tenuto in conto tale comportamento torsionale si sarebbe resa necessaria l'applicazione del metodo N2 modificato per le strutture 3D [8]. Nelle analisi pushover non è stata dunque considerata l'eccentricità accidentale fra centro di massa e centro di rigidezza (in aggiunta all'eccentricità effettiva). Tale assunzione discende dalla volontà di semplificare la lettura dei risultati delle analisi per meglio comprenderne alcuni aspetti salienti, fermo restando che, così come previsto dalle normative vigenti, è assolutamente necessario considerare nella pratica progettuale anche le eccentricità accidentali. Inoltre è stato considerato il sisma agente in una sola direzione al contrario di quanto fatto in fase di pre-dimensionamento (si veda paragrafo 2); si fa presente che nel pre-dimensionamento le azioni statiche sulle pareti sono state ottenute combinando gli effetti del sisma nelle due direzioni ($E_v + 0.3 E_x$). Per creare una corrispondenza fra le modalità di applicazione dei carichi assunte in fase di pre-dimensionamento e durante l'analisi pushover, si è deciso di ridurre l'armatura delle pareti dimensionandola esclusivamente in funzione delle sollecitazioni derivanti dal sisma Ey senza eccentricità accidentale. L'armatura longitudinale che deriva risulta avere lo stesso passo della precedente (paragrafo 2) ma diametri delle barre inferiori; l'armatura trasversale è invece rimasta invariata. L'analisi pushover è stata condotta con i valori medi delle resistenze dei materiali (secondo quanto raccomandato al punto 4.3.3.4.1 dell'EC8 [5]). Le curve taglio alla base spostamento del punto di controllo relative al sistema MDF sono state trasformate in curve relative al sistema SDF equivalente per poter essere inserite nello spettro in formato ADRS e per poter eseguire le verifiche in accordo con il metodo N2 proposto da Fajfar [4]. La trasformazione della curva di prestazione in curva di capacità del sistema SDOF è illustrata, in Fig. 14.



Figura 14 – Sisma in direzione +y: curva di prestazione del MDF e curva di capacità del SDF per collegamento discontinuo

Il coefficiente di partecipazione del primo modo di vibrare è stata calcolato con Eq. (2):

$$\Gamma = \frac{\{\phi_n\}^{1}[m]\{l\}}{\{\phi_n\}^{T}[m]\{\phi_n\}} = 1.528$$
(2)

Il diagramma bilineare equivalente si ricava imponendo il passaggio della curva di capacità per il punto $0.6F_u^*$, dove F_u^* è la resistenza ultima della curva SDOF, mentre la forza di plasticizzazione F_y^* si ottiene imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità. Nota la curva caratteristica del sistema SDOF, Fig. 15, è possibile calcolare il periodo proprio elastico con Eq. (3):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{1189.08}{16305.9}} = 1.70s$$
(3)

essendo $m^* = \sum_i m_i \Phi_i = 1189.08$ *t* e $K^* = F^* / D_y^* = 16305$ *kN/m*. Per ottenere lo spettro di domanda ADRS inelastico si applicano le seguenti espressioni (4):

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_{\mu}} \qquad \qquad S_d = \frac{\mu_{\Delta}}{R_{\mu}} S_{de} \qquad (4)$$

dove μ_{Δ} è il fattore di duttilità e R_{μ} è il fattore di riduzione delle forze. Per ottenere la domanda di duttilità si è dapprima calcolato il fattore di riduzione in corrispondenza di T* con Eq. (5):

$$R_{\mu}(T^{*}) = \frac{S_{ac}(T^{*})}{S_{ay}} = \frac{0.138}{0.075} = 1.83$$
(5)

Essendo $1.70s = T^* > T_C = 0.45s$, la domanda di duttilità è

pari a $\mu_{\Delta} = R_{\mu} = 1.83$. Con tale valore è possibile andare a ricavare lo spettro ADRS inelastico, Eq. (6).

$$\begin{aligned} R_{\mu}(T) &= (\mu_{\Delta} - 1) \frac{T}{T_{C}} + 1 \qquad T \leq T_{C} \\ R_{\mu}(T) &= \mu_{\Delta} \qquad T \geq T_{C} \end{aligned} \tag{6}$$

Dall'intersezione della bilatera di risposta della struttura con lo spettro ADRS si ottiene il punto di prestazione dell'edificio. Poiché la bilineare interseca già lo spettro ADRS elastico, la verifica con lo spettro inelastico è automaticamente soddisfatta. Essendo T* > T_C la domanda in spostamento per il sistema anelastico, D^{*}_{max} è assunta pari a quella del sistema elastico D^{*}_{e,max} = 98.7 mm di pari periodo. La verifica con il metodo N2 è dunque soddisfatta poiché la domanda di duttilità $\mu_{\Delta} = D^*_{max}/D^*_y = 98.70/53.90 = 1.83$ risulta inferiore alla duttilità della struttura, $\mu = D^*_u/D^*_y = 197.92/53.90 = 3.67$.



Figura 15 – Sisma in direzione +y: confronti fra la domanda ADRS e la curva di capacità SDOF

In Fig. 15 si può osservare che in realtà la struttura potrebbe resistere ad un sisma molto più elevato rispetto a quello di progetto. Ciò è in parte dovuto a tutti i meccanismi resistenti, quali il tension-stiffening, dowel action, effetto bridging per il calcestruzzo teso, ingranamento degli inerti, che non sono stati considerati in fase progettuale. La struttura inoltre si presenta molto duttile anche in ragione del "modello a pareti scollegate" adottato per la verifica. In Tabella 3 si riportano i valori della duttilità della struttura, della domanda di duttilità ottenuti con le diverse modellazioni. Si può osservare come la duttilità µ diminuisca all'aumentare dell'effetto del collegamento fra le pareti. Si precisa che i valori delle duttilità e dei coefficienti di sovra-resistenza riassunti in Tabella 3 sono stati ricavati dalle analisi pushover condotte con le resistenze caratteristiche dei materiali e con le armature progettate al paragrafo 2.

Tabella 3 – Confronto fra i valori di duttilità

Modello con	μ	μ∆
pareti scollegate	3.61	1.18
pareti con collegamento discontinuo	2.16	1.15
pareti con collegamento continuo	2.06	1.10
pareti continue	2.02	1.01

4. VERIFICA DELLA STRUTTURA SECONDARIA

La verifica dei pilastri è stata condotta "a parte", come richiesto dalle normative, verificando che tali elementi siano dotati della duttilità necessaria per "seguire" gli spostamenti delle pareti che si deformano sotto l'effetto delle azioni sismiche, mantenendo la loro capacità portante nei confronti dei carichi verticali.



Figura 16 – Pilastro 3: Verifica a presso-flessione alla base

In Fig. 16(a) si riporta, per esempio, la modellazione con elementi beam non lineari adottata per il pilastro 3, mentre in Fig. 16(b) si mostra la sezione trasversale del pilastro stesso. Una mesh di elementi finiti di altezza pari a circa 50cm, "beam general section" non lineari, presenti nella libreria di ABAQUS, descrivono il comportamento del pilastro. Il diagramma momento curvatura rispetto ad entrambi gli assi principali della sezione è stato ricavato con il software "biaxial". I diagrammi momento alla base M_1 – curvatura χ_1 sono stati costruiti adottando un legame parabola rettangolo per il calcestruzzo compresso, un legame elastico – perfettamente plastico per l'acciaio e le resistenze di progetto per i materiali. In tal modo è stato possibile valutare la capacità resistente del pilastro considerando sia la non linearità meccanica che la non linearità geometrica.



Figura 17 – Sisma in direzione +y e modello con pareti con collegamento continuo: confronto fra curve ottenute con una modellazione pendolare o non lineare della struttura secondaria

I collegamenti trave - pilastro sono stati inseriti tramite il vincolo MPC di tipo BEAM, che permette di tenere conto dell'eccentricità dei carichi verticali gravanti sul pilastri. In Fig. 16(a) sono riportati i carichi verticali agenti sul pilastro e gli spostamenti orizzontali, imposti lungo la direzione y = 2 in

corrispondenza di ogni impalcato, desunti dall'analisi pushover della struttura sismo-resistente con "modello con pareti con collegamento continuo", soggetta alla prima distribuzione dei carichi sismici in direzione +y, Fig.7. Fig. 16 illustra che il pilastro 3, preso come esempio per le verifiche da condurre sulla struttura secondaria, risulta verificato a presso-flessione alla base.

In Fig. 17 si mostra infine il confronto delle curve taglio alla base – spostamento del punto di controllo ottenute con una modellazione pendolare della struttura secondaria e con una modellazione con elementi beam non lineari della struttura secondaria: il contributo della struttura secondaria in termini di rigidezza e resistenza è trascurabile poiché le travi si collegano alle mensole dei pilastri mediante vincoli di semplice appoggio.

5. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro si è analizzata la risposta non lineare di un edificio prefabbricato in c.a. sismo-resistente a pareti considerando vari modelli strutturali che fra loro si differenziano principalmente per i gradi di connessione fra le parti delle parete aventi sezione non rettangolare. I risultati in questo lavoro ottenuti senza considerare gli effetti torsionali degli impalcati saranno nel prossimo futuro estesi dagli autori considerando gli effetti generati da eventuali eccentricità accidentali e dalla combinazione del sisma agente nelle due direzioni.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia l'Ing. Pier Luigi Molinari di Parma che ha effettuato i primi pre-dimensionamenti della struttura.

BIBLIOGRAFIA

- BELLETTI, B., CERIONI, R., IORI I. (2001) A Physical Approach for Reinforced Concrete (PARC) membrane elements, *Journal of Structural Engineering*, *ASCE*, 127(12), pp. 1412-1426.
- [2] BELLETTI, B., RIVA P. (2008) Alcune applicazioni del modello "PARC" all'analisi statica non lineare di edifici a pareti in calcestruzzo armato soggetti ad azioni sismiche, *Atti del 17° Congresso CTE*, 5-8 Novembre, pp. 39-48.
- [3] Norme tecniche per le costruzioni. D.M. 14 gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 4.02.2008 suppl. ord. n° 30).
- [4] FAJFAR, P. (1999) Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, pp. 979-993.
- [5] Eurocodice 8 Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici. UNI-EN 1998-1:2005.
- [6] Eurocodice 2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifice. UNI-EN 1992-1-1: 2005.
- [7] KENT, D.C. and PARK, R. (1971) Flexural members with confined concrete. Journal of Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 97, pp. 1969-1990.
- [8] FAJFAR, P. (2007) Seismic assessment of structures by a practice-oriented method. *Extreme Man-Made and Natural Hazards in Dynamic of Structures*, A. Ibrahimbegovic and I. Kozar (eds.), pp. 257-284.

LA CASA AD ALTO ISOLAMENTO TERMO-ACUSTICO

Fabio Biancucci, Massimo Badalassi, Gherardo Bittoni

Mabo Prefabbricati S.p.A.

SOMMARIO

Nell'anno 2008 la Mabo ha messo a punto un sistema strutturale per la realizzazione di edifici civili per edilizia abitativa sociale, scolastica e servizi, costituito da pannelli prefabbricati in calcestruzzo armato. Tali pannelli sono concepiti per rispondere a requisiti di risparmio energetico ad alto isolamento termo-acustico. Un aspetto fondamentale dello studio è stato rivolto alla completa eliminazione dei ponti termici delle connessioni. Con questa tecnologia sono stati realizzati alcuni prototipi, nell'ambito dei quali sono stati applicati sistemi edilizi complementari e impiantistici con lo scopo di raggiungere i requisiti di un edificio energeticamente indipendente anche attraverso l'installazione di pannelli solari e fotovoltaici.

SUMMARY

In the year 2008 Mabo focused on a structural system to create civil buildings intended for social development, scholastic and town services purposes, made up of prefabricated panels in reinforced concrete. Such panels were conceived as a result of the need for energy-saving and high thermal, acoustic insulation. A fundamental aspect of this study has been to totally eliminate thermal links between inside and outside. With this technology some prototypes have been created in connection with which complementary and implant buildings systems have been applied with the aim of satisfying the needs of a firmly independent buildings, also through the installation of solar panels and a photovoltaic system.

Le residenze denominate "SMARThouse" sono unità abitative realizzate e commercializzate da MaboGroup.

L'ufficio ricerche di MaboGroup, assieme al Dipartimento di Energetica della Facoltà di Ingegneria di Firenze ha studiato, messo a punto e realizzato i prototipi di quelle che molte riviste specializzate hanno poi ribattezzato come "il futuro" delle costruzioni in ambito residenziale.



Figura 1 - Elementi di progettazione preliminare

Quale è stato l'obiettivo di MaboGroup? Quali sono stati gli input del progetto?

La partenza era la semplice constatazione della babele legislativa cui chi costruisce residenze e chi dirige la realizzazione di residenze deve sottostare: normativa sismica, acustica, energetica, sicurezza.

In particolar modo il tema energetico, così attuale e diffuso, ha suggerito di ideare una serie di modelli residenziali, sia monofamiliari che aggregabili, di varie metrature e forme, che fossero caratterizzate da un sostanziale abbattimento dei consumi di risorse primarie.

Ovviamente questi modelli residenziali dovevano essere sismicamente performanti e rispondenti alle norme acustiche vigenti. Lo standard qualitativo delle realizzazioni doveva essere certificabile ed i tempi di realizzazione ridottissimi.

Il modello di vendita da generare doveva essere rivoluzionario e al tempo stesso simile al modello nord europeo: la famiglia che sceglie la sua residenza "a catalogo", che visita una "casa showroom" dove seleziona le finiture, le ceramiche, i sanitari e le rubinetterie e che vede poi realizzarsi la casa prescelta in tempi brevissimi: dai due ai tre mesi. Lo studio è iniziato nel settembre 2005 e dopo quasi quattro anni il progetto si è trasformato in una realtà industriale vera e propria.

MaboGroup offre a catalogo sette tipologie residenziali: quattro unifamiliari e tre plurifamiliari. Le case singole partono dal modello SMART184, una villetta vera e propria di 184 mq su due piani dotata di due ampi terrazzi, tre camere e una zona giorno di ben 100 mq, arrivando fino alla più piccola SMART082, ad un solo piano, caratterizzata da una superficie utile calpestabile di 70 mq e da un porticato frontale particolarmente suggestivo.

I moduli aggregabili invece permettono di realizzare case a schiera tipo terra-tetto ma anche palazzine su due piani con appartamenti a piano terra e appartamenti a primo piano con accesso indipendente.

I sette modelli di SMARThouse possono essere oggi acquistati al grezzo (*SMARTskin*), oppure completi di tutti gli impianti e tutte le finiture. E' il cliente finale che decide quanto acquistare dalla azienda e quanto realizzare invece con mezzi autonomi.



Figura 2 – Rendere di SMARTI84

La casa grezza (*SMARTskin*) è costituita dalle pareti portanti in cemento armato e dal tetto in legno lamellare ventilato. Tempo di esecuzione: 7 giorni lavorativi.

Le pareti vengono precostituite in stabilimento (dimensione massima 12 x 3.1 m) e assemblate in opera attraverso getti ad umido. Quelli che si realizzano in stabilimento sono pannelli "taglio termico" dallo spessore di 31 cm la cui faccia esterna è separata da quella interna da materiale coibente dello spessore di 19 cm.

In alcune zone la coibentazione si riduce a 7 cm per far spazio nella zona interna a zone localizzate più spesse (pilastri e travi cordolo).



Figura 3 - SMARThouse a schiera

La caratteristica fondamentale è che la coibentazione non è mai assente. Non esiste in altre parole nessuna zona delle pareti finali in cui tra la faccia interna e la faccia esterna non sia interposto materiale coibente. La trasmittanza media dell'elemento parete, analizzata con metodologia FEM dal Dipartimento di Energetica dell'Università di Firenze è 0.31 W/mqK. Persino le giunzioni di angolo (che avvengono attraverso getti ad umido in cantiere) sono coibentate; anzi, è la coibentazione stessa dei pannelli prefabbricati che forma la cassaforma in cui si esegue il getto in calcestruzzo in opera.



Figura 4 - Nodi strutturali e morfologia della coibentazione

Il montaggio degli elementi parete e delle lastre da solaio di una casa di due piani impiega solo quattro giorni lavorativi; tre giorni lavorativi vengono impiegati per il montaggio del tetto in legno lamellare ventilato. Il pacchetto del tetto non prevede la realizzazione di nessun getto integrativo in cemento armato: la trasmissione dell'azione sismica è affidata ai tavolati lignei.

Qualora il cliente SMARThouse decida di acquistare da Mabo anche le opere edili e impiantistiche interne il pacchetto proposto prevede: infissi lignei realizzati con telai dallo spessore di 94 mm, vetri tripli con camere di gas argon e trattamenti basso emissivi delle pareti interne, impianti di climatizzazione caldo-freddo di tipo radiante, ventilazione meccanica con controllo umidità e recupero del calore. La dotazione impiantistica prevede infine anche il ricorso all'energia solare.

La falda a sud delle SMARThouse ospita infatti come dotazione base due collettori solari per la fornitura di acqua calda ad uso sanitario e sei pannelli fotovoltaici che permettono di generare energia elettrica per circa la metà del fabbisogno energetico di una famiglia media di quattro persone.



Figura 5 - Sezione tecnologica della parete finita (completa di controparete interna per passaggio impianti)



Figura 6 – Stratigrafia della copertura

STUDIO SPERIMENTALE SU TRAVI PRECOMPRESSE AD ALTA RESISTENZA ALLA LUCE DELLE RECENTI NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Giovanni Bono¹, Fausto Minelli², Giovanni A. Plizzari², Arrigo Spatti¹, Giovanni Spatti¹

¹ Prefabbricati Camuna, Via Nazionale 5, Gratacasolo (BS)

² Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Ambiente e Territorio (DICATA), Università di Brescia

SOMMARIO

Le travi prefabbricate rispondono all'esigenza di ottimizzare la tempistica di produzione e messa in opera di elementi strutturali in tempi rapidi. La produzione in stabilimento garantisce inoltre un controllo superiore della qualità, sia in termini di materiale che di esecuzione dei particolari costruttivi, rispetto alle strutture realizzate in opera. Se affiancata a tecniche di pre o post-tensione, la prefabbricazione consente la produzione di elementi strutturali di significativa portanza statica e dedicati alla realizzazione di elementi strutturali di categoria superiore, tra i quali travi da ponte, travi principali e secondarie di grande luce ed elementi di copertura.

Il recente sviluppo tecnologico che ha portato alla realizzazione di calcestruzzi ad alta e altissima resistenza, in parte riconosciuti anche dalle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni, ha focalizzato l'interesse sul comportamento strutturale di elementi prefabbricati realizzati con calcestruzzi altamente performanti.

Nella presente memoria vengono presentati alcuni risultati relativi ad una sperimentazione su travi in scala reale con sezione a T rovescia; in particolare, sono state eseguite una prova di flessione e quattro prove di taglio. L'efficacia del calcestruzzo ad alta resistenza, nonché i meccanismi di collasso, la rigidezza post-fessurativa e l'evoluzione del quadro fessurativo, sono stati diffusamente monitorati ed interpretati alla luce delle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni.

SUMMARY

Prefabrication is generally intended as a way to optimize production, handling and placing of structural elements with time and cost saving. Moreover, any plant production guarantees a rather improved quality control in terms of material as well as of structural details with respect to in-situ construction. While combining also pre or post-tensioning techniques, it is possible to produce structural elements having quite high bearing capacity, such as bridge girders, long spanning principal or secondary beams and roof elements.

The recent technological advancements in the production of high strength concretes (HSC), partially recognized by the latest Italian Standard (Norme Tecniche delle Costruzioni, DM 14/01/2008), have focused the interest on the structural behavior of members, especially prefabricated, made of high strength or high performance concrete.

A number of experimental results of 5 tests of full-scale elements carried out at the University of Brescia will be presented in this paper. One flexure test and four shear tests were performed on inverse T beams. The efficiency of HSC, the collapse modes, the post-cracking stiffness, the crack pattern and its evolution were diffusely monitored while testing and will be herein discussed. Last but not least, some comments related to shear and flexure requirements included in the recent new Italian Standard will be supplied.

1. INTRODUZIONE

I calcestruzzi ad alta resistenza (High Strength Concrete, HSC) sono caratterizzati da basso rapporto in peso acqua/legante (in generale, acqua cemento, w/c), da alto dosaggio di legante, dall'impiego di aggiunte minerali attive (fumo di silice, ceneri volanti, loppa granulata d'altoforno macinata, argille calcinate - quali il metacaolino – e pozzolane naturali) e di additivi chimici superfluidificanti, spesso combinati con ritardanti.

Il dosaggio del legante varia da 400 a 550 kg/m³ e rappresenta il totale del cemento Portland più le aggiunte minerali attive. Il rapporto acqua/legante è generalmente nell'intervallo 0.25-0.35 ma sono stati prodotti impasti con rapporto inferiore a 0.25. Affinché ai bassi valori del rapporto w/c il legante possa essere omogeneamente disperso nell'impasto, è indispensabile l'uso di un efficace superfluidificante. Dai primi anni 90 sono a disposizione superfluidificanti di nuova generazione, del tipo policarbossilati (PC), a loro volta distinguibili in PA (Poli-Acrilato), PE (Poli-Etere) e SLCA (Slump Loss Controlling Agent), ognuno avente funzione differente a seconda dell'applicazione.

Inoltre, quando la lavorabilità dell'impasto fresco (slump) decade così velocemente da compromettere la regolarità delle operazioni di trasporto e posa in opera, il problema è di frequente risolto con l'impiego di ritardanti e programmando i tempi di aggiunta degli additivi [1,2,3].

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/01/2008 [4]) introducono e ampliano, rispetto al passato, il concetto di alta resistenza all'interno delle classi di calcestruzzo ivi definite, variabili dal C8/10 al C90/105. Per le classi di resistenza superiori a C45/55, la normativa asserisce che la resistenza caratteristica e tutte le grandezze meccaniche e fisiche che hanno influenza sulla resistenza e durabilità del conglomerato debbano essere accertate prima dell'inizio dei

lavori tramite un'apposita sperimentazione preventiva e la produzione debba seguire specifiche procedure per il controllo di qualità. L'utilizzo di calcestruzzi con classe di resistenza superiore a C70/85 per la realizzazione di elementi strutturali, è possibile previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale (STC) su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, autorizzazione che riguarderà l'utilizzo del materiale nelle specifiche tipologie strutturali proposte sulla base di procedure definite dal STC.

Altri documenti nazionali si sono occupati di calcestruzzi ad alta resistenza. Uno fra tutti, le Linee Guida sui calcestruzzi strutturali ad alta resistenza [5], a cura del STC, che definiscono i calcestruzzi HSC quelli aventi una resistenza cubica maggiore di 75 e minore di 115 N/mm² e un rapporto acqua cemento (w/c) minore di 0.35.

Con lo sviluppo della tecnologia di questi materiali si è avuto anche un rapido incremento nelle applicazioni strutturali dei calcestruzzi HSC.

Attualmente è relativamente comune produrre, soprattutto nell'ambito della prefabbricazione o di importanti impianti di betonaggio, calcestruzzi con resistenze a compressione prossime ai 100 N/mm². La Figura 1 mostra il legame costitutivo a compressione di alcuni provini in calcestruzzo aventi resistenze a compressione differenti [6]. Per quel che riguarda il calcestruzzo HSC, esso può essere considerato con miglior approssimazione elastico-lineare-omogeneo-isotropo sino a valori di sforzo prossimi al picco.



Figura 1 - Tipico andamento sforzo-deformazione per calcestruzzi a normale ed alta resistenza [6]

Infatti, grazie alle ottime qualità della malta cementizia (compatta, rigida e resistente), non vi sono rilevanti differenze di proprietà meccaniche fra malta e aggregato, al punto che il comportamento elastico-lineare in compressione si mantiene anche per stati tensionali e deformativi piuttosto alti, fin quasi alla soglia della resistenza a compressione. Tuttavia, i calcestruzzi ad alta resistenza risultano sensibilmente più fragili dopo il raggiungimento della resistenza a compressione, a causa della fessurazione che risulta spezzare spesso gli aggregati più che il legante, nel processo di formazione delle fessure (fessura intragranulare) rendendo quindi le superfici delle fessure più lisce e quindi meno resistenti nella fase postpicco. L'energia di frattura a compressione associata risulta pertanto minore, con conseguente maggior possibilità di rotture esplosive e poco controllate in elementi strutturali.

A livello strutturale, con particolare riferimento ad elementi precompressi, un esteso studio analitico condotto presso l'Università degli Studi di Brescia [7] ha evidenziato i seguenti aspetti:

- il comportamento in esercizio, soprattutto con riferimento al momento di prima fessurazione, essendo direttamente dipendente dalla resistenza a trazione del materiale, non risulta significativamente incrementato con l'utilizzo di HSC, visto che la resistenza a trazione cresce di meno rispetto alla resistenza a compressione [4 e 8];

- la capacità portante ultima flessionale risente positivamente dell'utilizzo di HSC soprattutto nel caso di elementi con armature forti e di conseguenza con rottura lato calcestruzzo, caso abbastanza frequente nella pratica della precompressione, in particolar modo nella tipologia delle travi a T rovescia che risultano avere una bassa area resistente a compressione;

- la resistenza a taglio, valutata con la normativa attuale [4 e 8], risulta relativamente influenzata nel meccanismo di taglio-trazione mentre è fortemente favorita in quello di tagliocompressione, aprendo la possibilità alla riduzione degli spessori delle anime degli elementi strutturali. La possibilità di adottare un modello di calcolo che permetta l'applicazione della teoria del traliccio ad inclinazione variabile, consente di ridurre, anche in maniera significativa, il quantitativo di armatura trasversale, soprattutto ove richiesta per equilibrio.

La presente memoria presenta i risultati sperimentali di 5 prove su elementi precompressi in scala reale provati a flessione e taglio. In tutti i casi sono state testate travi con sezione a T rovescia, rappresentativa di una classica trave di spina di copertura caricata da elementi secondari. La prima prova ha riguardato un test a flessione su una trave fortemente armata di luce pari a 12 m. I test 2 e 3 sono stati progettati per studiare il comportamento a taglio, sempre di elementi precompressi con sezione a T rovescia, contenenti armatura minima come da DM 14/01/2008, distinguendo tra precompressione diffusa (Test 2) e non diffusa (Test 3). Infine, i Test 4 e 5 hanno ancora riguardato lo studio sperimentale del taglio, ma su travi meno impegnate a flessione ed armate con un quantitativo di staffe calcolato imponendo un angolo di inclinazione del traliccio pari al minimo concesso dal DM 14/01/2008, uguale a 21.8°. In quest'ultimo caso si è voluto studiare l'affidabilità di una scelta arbitraria forte rispetto ad elementi strutturali fortemente impegnati a taglio. Anche nel suddetto caso è stata valutata l'influenza della precompressione diffusa (Test 4) e non diffusa (Test 5).

I risultati sperimentali sono infine brevemente confrontati rispetto alle indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) [4].

2. GEOMETRIA DEI PROVINI, PROPRIETÀ DEI MATERIALI E SET-UP

Al fine di indagare il contributo del HSC nei confronti della resistenza a flessione e taglio, sono state realizzate
quattro travi in calcestruzzo armato precompresso, utilizzando calcestruzzo ad alta resistenza la cui composizione è riportata in Tabella 1. Si precisa che sono state confezionate quattro travi e sono stati eseguiti cinque tests, in quanto la seconda trave è stata realizzata in modo tale da poter prevedere due differenti tests, come meglio spiegato nel seguito. In Tabella 2 viene visualizzata la resistenza cubica a compressione, misurata su provini cubici con lato pari a 150 mm (f_{c.cub}), determinata sperimentalmente al momento della prova sui provini confezionati con gli stessi calcestruzzi utilizzati per le quattro travi. Si può notare che i calcestruzzi delle prime quattro travi, pur essendo stati confezionati in tempi successivi, hanno caratteristiche meccaniche molto simili, mentre la resistenza del calcestruzzo utilizzato per la Trave 4 (Test 5) è risultata superiore di circa il 10%. Si fa comunque presente che le proprietà del calcestruzzo sono risultate significativamente superiori rispetto a quelle ipotizzate nella progettazione dei manufatti, dove si era assunto una resistenza media a compressione di 70 MPa (cubica). In Tabella 2 è inoltre riportata la resistenza media a trazione, stimata in accordo alla NTC per calcestruzzi ad alta resistenza [4].

Tabella 1 - Composizione del calcestruzzo

=	
Cemento	52.5R tipo CEM I
Dosaggio cemento	460 kg/m ³
Dimensione max. aggregato	22 mm (16 mm per l'85% della miscela)
Rapporto Acqua/Cemento	0.36-0.39
Contenuto d'Aria	2%
Superfluidificante	Policarbossilico Poli-Etere (PC PE); 3.2 l/m ³

Tabella 2 - Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

PROVINO	f _{c, cub} [MPa]	f _{ctm} * [MPa]
TEST 1	86.6	4.46
TEST 2-3	86.7	4.46
TEST 4	88.9	4.51
TEST 5	96.4	4.66

^{*} Grandezza stimata secondo DM 2008

La Figura 2 mostra la sezione trasversale comune a tutti i cinque tests effettuati. Trattasi di una trave classica a T rovescia che viene utilizzata nella pratica come trave di spina, la cui ciabatta-flangia inferiore viene ad essere caricata da travi secondarie, elementi di solaio o di copertura. Essendo soggetta ad una serie di carichi concentrati, sia il problema flessionale che quello a taglio possono risultare critici. Nella pratica della prefabbricazione queste travi sono spesso fortemente armate e, non avendo una flangia superiore compressa (che ne allevierebbe le problematiche), spesso la verifica allo stato limite ultimo è pesantemente condizionata da una rottura lato calcestruzzo con bassi valori di deformazione dell'acciaio.

In Tabella 3 vengono mostrate le caratteristiche salienti dei cinque tests, in termini di tipologia di test, di luce di prova, di armatura da precompressione longitudinale (costituita da classici trefoli S15, tutti tesati con un tiro iniziale pari a 1350 MPa) e armatura trasversale nella zona interessata al test. Inoltre, in nessuna trave sono stati disposti trefoli in zona compressa mentre, per assolvere alle classiche problematiche di duttilità, verifiche in esercizio e di taglio all'appoggio, è stata inserita armatura lenta sia in zona tesa che compressa, come dettagliatamente riportato in [7].



Figura 2 - Sezione trasversale della trave (il numero di trefoli varia da test a test)

Tabella 3 - C	Caratteristiche	meccaniche	del calc	estruzzo
---------------	-----------------	------------	----------	----------

Test	Tipologia	Lunghezza provino [m]	Luce di prova [m]	# Trefoli S15	Staffe zona indagata a taglio
TEST 1	Flessione	12	11.5	15	φ14/10+ φ12/20
TEST 2	Taglio	0	6	- 12	412/22
TEST 3	Taglio	· · ·	6	- 12	ψ12/33
TEST 4	Taglio	7	5.5	6	φ12/20
TEST 5	Taglio	6	5.5	6	φ12/20

In particolare, il Test 1 è a flessione con due punti di carico, quest'ultimi distanti 3 m tra di loro e 4.25 m dagli appoggi (Figura 3).



Figura 3 - Test 1 (prova a flessione) prima dell'inizio della prova

Il principale obiettivo del presente test è la valutazione della risposta flessionale di questo manufatto, soprattutto nei confronti dello sviluppo della fessurazione e del collasso che si è previsto essere lato calcestruzzo (con duttilità bassa).

Il Test 2 e Test 3, eseguiti sul medesimo manufatto (Trave 2), hanno invece riguardato prove a taglio su un provino,

armato longitudinalmente poco meno del precedente ma con la minima percentuale di armatura a taglio richiesta in accordo all'EC2 [8], pari a:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \tag{1}$$

Tale equazione, assieme alle limitazioni sulla spaziatura longitudinale e trasversale, ha consentito di armare la struttura uniformemente a taglio come mostrato in Tabella 3.

L'armatura disposta è stata intenzionalmente scelta per valutare le modalità di collasso per taglio e i meccanismi resistenti associati, ben sapendo che essi sono fortemente influenzati dalla precompressione. Una stessa trave è stata utilizzata per i due test, come mostrato schematicamente in Figura 4; essi si distinguono solo per la precompressione che, nel primo caso, è completamente diffusa (assumendo che essa si diffonda in circa 80¢), mentre nel secondo caso non lo è ancora pienamente, potendo pertanto compromettere la resistenza a taglio. Come mostrato chiaramente dall'immagine, la zona soggetta a prova sperimentale nel Test 3 (parte tratteggiata) risulta a sbalzo nel Test 2, soggetta quindi esclusivamente al peso proprio.



Figura 4 - Provino 2 utilizzato per la realizzazione del Test 2 (precompressione diffusa) e Test 3 (precompressione non diffusa)

Il Test 4 e il Test 5 hanno sempre riguardato il comportamento a taglio: tuttavia, in questa situazione si è voluto armare la trave a taglio in accordo al DM 2008 [4], con l'adozione del traliccio ad inclinazione variabile ed assumendo l'angolo di inclinazione delle fessure a taglio minore, pari a 21.8°. In tal modo l'armatura a taglio per equilibrio è risultata la minima possibile. Il principale obiettivo di queste prove è stato quello di valutare l'affidabilità del nuovo modello di calcolo a taglio e verificare le modalità di collasso associate. Nel Test 4, con trave lunga 7 m, si è considerata la precompressione completamente diffusa, mentre nel Test 5 quella non diffusa (lunghezza del manufatto di 6 m). Per maggior chiarezza, tutti gli schemi statici delle prove sono riportati nel seguito, all'interno delle singole curve carico-spostamento.

Per quanto riguarda le modalità di prova, al fine di monitorare con precisione il comportamento sperimentale anche nei rami instabili, in cui la capacità portante diminuisce, il sistema di carico deve permettere di mantenere un controllo comunque stabile. Un test eseguito in controllo di carico non permette al contrario di cogliere i rami discendenti. Per questa ragione nel presente lavoro è stato studiato un sistema di prova in controllo di spostamento del martinetto di carico. Si è utilizzato a tal fine un martinetto elettromeccanico da 1500 kN con corsa da 500 mm, azionato da un motore elettrico la cui velocità è controllata elettronicamente. Tutte le prove sono state condotte imponendo una velocità del pistone pari a 1 mm/min fino al raggiungimento del carico di prima fessurazione; successivamente è stata risotta a 0.5 mm/min, ulteriormente diminuita in prossimità di situazioni critiche, soprattutto per quanto riguarda le quattro prove a taglio.

Il martinetto è stato posto all'intradosso della trave ed il carico (F) è stato applicato tramite un sistema di tiranti (Figura 5). Nelle travi più resistenti (Test 3), in cui si è reso necessario applicare un carico superiore ai 1500 kN, sono stati utilizzati in parallelo due martinetti idraulici da 600 kN ciascuno. In questo modo, al carico (F_E) applicato dal martinetto elettromeccanico si è aggiunto il carico (F_H) applicato dai due martinetti idraulici. Il carico trasmesso dai diversi martinetti è stato misurato attraverso celle di carico applicate in corrispondenza delle barre di contrasto, fissate al telaio (Figura 5).



Figura 5 - Schema del collegamento trave-martinetto con le celle per la misura del carico

La strumentazione prevede l'utilizzo di trasduttori di spostamento induttivi (LVDT) per la misura degli spostamenti verticali della trave (sia sul fronte che sul retro della flangia inferiore), degli scorrimenti dei cavi di precompressione e dei cedimenti dei supporti, in aggiunta a trasduttori di spostamento potenziometrici, disposti in maniera differente a seconda della tipologia di prova. Nella Figura 6 viene mostrata la disposizione della strumentazione nel Test 1, per la misurazione delle fessurazioni, e accorciamenti a flessione nella sezione di mezzeria. Nella Figura 7 è presentata la strumentazione, disposta in modo incrociato, per determinare sia l'apertura delle fessure da taglio sia la deformazione dei puntoni compressi nei tests 2-5. L'inclinazione degli strumenti potenziometrici è stata scelta pari a 25° e 115° dall'orizzontale, rispettivamente per la misura delle deformazioni di compressione e per quella delle aperture di fessura.



Figura 6 - Strumentazione nella sezione di mezzeria per il Test 1



Figura 7 - Strumentazione per il monitoraggio della fessurazione a taglio e flessione per i Test 2 e 3 (prove a taglio)

3. SPERIMENTAZIONE E DISCUSSIONE

Le prove sono state condotte applicando spostamenti monotonamente crescenti fino al raggiungimento del carico ultimo, dopo aver eseguito due cicli di assestamento, condotti in campo elastico.

I risultati sperimentali più significativi riguardano la capacità portante, lo spostamento massimo e quello/i in corrispondenza del/dei punto/i di applicazione del carico, e l'apertura delle fessure per flessione e per taglio.

La curva carico-spostamento (con l'esclusione del peso proprio) relativa alla prova a flessione (Test 1) è mostrata in Figura 8, mentre le fessurazioni per trazione, nella zona centrale, sono riportate in Figura 9. Come atteso, non si è osservato un ampio ramo plastico dopo lo snervamento in quanto si è manifestata una fessurazione a compressione in corrispondenza della sezione di mezzeria, ben evidente nel panorama fessurativo a fine prova (Figura 10). Non si è ritenuto di proseguire oltre con la prova sperimentale, visto il carico molto alto raggiunto (circa 1200 kN), superiore al livello della capacità portante attesa flessionale (sempre riportata in figura, determinata tramite il software per analisi non-lineari Response 2000 [9]), e consci della pericolosità e fragilità di un meccanismo flessionale legato alla rottura latocalcestruzzo, quest'ultimo di alta resistenza. La fessurazione per trazione è risultata, come atteso, molto limitata e ben equispaziata, in accordo ai modelli classici. Infine, non vi è stato alcun significativo scorrimento dei cavi di precompressione.



Figura 8 - Curva Carico-Spostamento in mezzeria relativa al Test 1 (prova a flessione)



Figura 9 - Curva Apertura di Fessura-Carico relativa al Test 1 (prova a flessione). Misurazione della fessurazione flessionale nella flangia inferiore

In Figura 8 è altresì mostrata la simulazione numerica ottenuta, considerando i valori medi dei materiali e tutti i

coefficienti parziali di sicurezza sui materiali unitari. L'ottimo fitting tra curva sperimentale e numerica (quest'ultima ottenuta utilizzando Response 2000 [9], con l'ipotesi che le perdite della precompressione fossero del 25%), conferma il rischio di collasso improvviso a compressione, ben colto anche numericamente.

La Figura 11 mostra la curva carico-spostamento relativa al Test 2 a taglio, con precompressione diffusa. Assumendo le formulazioni contenute nella versione corrente dell'EC2 [8] o, similarmente, delle NTC [4], anche considerando i coefficienti parziali unitari e i valori medi delle caratteristiche dei materiali, si ottengono valori di carico molto più bassi rispetto alla sperimentazione. Questo vale anche per il Test 3, identico al precedente con eccezione della precompressione, qui non diffusa. La Figura 12 ne mostra la curva carico-spostamento mentre la fessurazione principale a taglio viene presentata in Figura 13. Il valore da normativa del carico corrispondente al taglio di prima fessurazione (riportato su ciascuna curva sperimentale e calcolato in accordo al DM 2008) è infatti pari a circa un terzo del valore di collasso per entrambe le prove. Sperimentalmente, a questo livello di carico, le due travi sono ancora ampiamente nella fase non fessurata. È evidente la sottostima, da parte della normativa attuale, del contributo del calcestruzzo in elementi precompressi, come già osservato in lavori precedenti [10].

Va ricordato che il concetto di armatura minima è legato alla capacità di conferire un certo livello di duttilità e preavviso di collasso oltre la prima fessurazione per taglio. Nello specifico, invece, l'aggiunta di armatura minima conferisce ai manufatti un'ottima capacità di sviluppare una fessurazione a taglio controllata, associata ad un sostanziale e inaspettato incremento di capacità portante e, secondariamente, di duttilità.



Figura 10 - Fessurazione a fine prova nella zona centrale del Test 1

In aggiunta, i due manufatti, pur non avendo concluso la prova sperimentale in quanto il carico ha superato ogni più rosea aspettativa (soprattutto nel primo caso il banco di prova non è riuscito a superare i 140+0 kN, mentre nel secondo un accoppiamento con martinetti idraulici ha consentito di giungere a 1680 kN, oltre il quale si è ritenuto di non andare oltre per motivi di sicurezza), hanno mostrato carichi vicini o anche superiori ai limiti flessionale, calcolati a posteriori con i

valori di resistenza dei materiali corretti (Response 2000), come mostrato nelle Figure 11 e 12. È evidente che le indicazioni del DM 2008 e dell'EC2 a riguardo sono particolarmente cautelativi rispetto alla tipologia strutturale oggetto del presente studio.



Figura 11 - Curva Carico-Spostamento in mezzeria relativa al Test 2 (prova a taglio con precompressione diffusa)



Figura 12 - Curva Carico-Spostamento in mezzeria relativa al Test 3 (prova a taglio con precompressione non diffusa)

I risultati relativi ai Test 4 e 5 sono presentati nelle Figure 14-16, con indicazione delle curve carico-spostamento ed apertura di fessura a taglio-carico. Tali prove hanno l'obiettivo di valutare la resistenza a taglio di travi armate con l'armatura di equilibrio minima, imponendo un angolo di inclinazione del puntone del traliccio di 21.8° Il Test 4 e il Test 5 differiscono unicamente per il livello di precompressione che è completamente diffusa nel primo caso.



Figura 13 - Curva Apertura di Fessura-Carico relativa al Test 3 (prova a taglio). Misurazione della fessurazione a taglio

In tutte e due le prove si è raggiunta la massima capacità flessionale, anche se non associata a duttilità, in quanto, come atteso e verificato nel Test 1, si sono formate fessure latocalcestruzzo compresso che hanno reso necessario, per motivi di sicurezza, l'interruzione anticipata della prova. In entrambe le prove si sono registrate fessure a taglio ben sviluppate e diffuse (sino a 1.5-2 mm di ampiezza; Figura 15), più ampie e anticipate nel caso di precompressione non diffusa. Nonostante ciò, i manufatti sono stati in grado di raggiungere la loro massima capacità portante flessionale. La tipologia sezionale, con bassa area compressa, ha compromesso (come nel Test 1) la duttilità creando le condizioni per un collasso lato calcestruzzo.

Relativamente al comportamento in esercizio, il carico di prima fessurazione è stato in linea con le attese per tutti i provini. In ogni prova la fessurazione si è sviluppata in maniera graduale senza alcuna concentrazione e grazie benefico localizzazione, al effetto della precompressione

In base ai risultati della sperimentazione, è possibile asserire che in elementi precompressi l'assunzione di un angolo del traliccio molto basso risulta del tutto ragionevole e rappresentativa della fessurazione reale (rispetto all'ipotesi classica di traliccio a 45°) e che le indicazioni di normativa a riguardo sono altrettanto ragionevoli, visto che conferiscono un buon margine di sicurezza. In conclusione, le nuove Normative Tecniche per le Costruzioni [4], pur lasciando spazio a ulteriori approfondimenti e/o metodologie di calcolo per calcestruzzi ad alta resistenza (specificatamente, per calcestruzzi di classe superiore alla C45/55), sono risultate del tutto soddisfacenti per quel che concerne i requisiti relativi alla resistenza a flessione e taglio e l'armatura minima a taglio, in quest'ultimo caso sin troppo conservative, lasciando spazio a sviluppi futuri che possano meglio rappresentare il comportamento di strutture ad alta resistenza.



Figura 14 - Curva Carico-Spostamento in mezzeria relativa al Test 4 (prova a taglio con precompressione diffusa)



Figura 15 - Curva Apertura di Fessura-Carico relativa al Test 4 (prova a taglio). Misurazione della fessurazione a taglio



Figura 16 - Curva Carico-Spostamento in mezzeria relativa al Test 5 (prova a taglio con precompressione non diffusa)

4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nel presente lavoro sono stati presentati i risultati sperimentali di cinque prove a rottura su manufatti in calcestruzzo ad alta resistenza, con resistenza media cubica di circa 90 MPa. In particolare sono stati eseguite una prova a flessione, due a taglio per valutare l'effetto dell'armatura minima e altre due a taglio per valutare l'effetto dell'armatura trasversale calcolata con il valore minimo dell'angolo di inclinazione dei puntoni compressi (21.8°), così come definito dalle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni. Inoltre, per tutte le prove a taglio si è valutata l'influenza della diffusione della precompressione.

Sulla base dei risultati sperimentali ottenuti, è possibile concludere che:

Le Norme Tecniche per le Costruzioni del DM 2008 rappresentano un buon documento per il progetto e la verifica dei manufatti ad alta e altissima resistenza; esse consentono di ottenere margini di sicurezza più che adeguati, talvolta eccessivi (nel caso dell'armatura minima a taglio) relativamente a profili precompressi soggetti a flessione o a taglio;

Dal punto di vista flessionale, la duttilità sezionale e globale possono essere compromesse dalla fragilità del calcestruzzo ad alta resistenza, nel caso la rottura sia lato calcestruzzo (con basse deformazioni lato-acciaio), come avviene per la tipologia sezionale qui investigata (T rovescia);

- Le indicazioni fornite in riferimento all'armatura minima a taglio consentono, anche rispetto ai profili realizzati con calcestruzzo ad alta resistenza, di garantire una minima capacità portante e duttilità dopo la prima fessurazione, potendo pertanto fornire un visibile "warning" strutturale prima di un eventuale collasso per taglio;

- È possibile ottimizzare l'armatura a taglio di calcolo grazie all'adozione della teoria del traliccio a inclinazione variabile, anche assumendo l'angolo di fessurazione minore, pari a 21.8°. Il coefficiente di sicurezza associato resta più che sufficiente.

Analisi numeriche e ulteriori confronti con le normative nazionali ed internazionali verranno eseguiti con successive valutazioni sia sul comportamento a flessione sia a taglio; verranno inoltre proposte ottimizzazioni sezionali. Infine, anche il comportamento sotto azioni torcenti e quello sotto azioni flettenti, applicando il carico in corrispondenza della flangia di sezioni a T rovescia, verranno valutati sia sperimentalmente sia analiticamente.

RINGRAZIAMENTI

Un ringraziamento particolare è rivolto agli Ing. Giacomo Profeta, Dario Rossa, Jacopo Zanardini e Anna Zangrandi, agli studenti Gianluca Bianchini e Luca Romelli e al tecnico Andrea Delbarba per il valoroso supporto nella progettazione e nell'esecuzione delle prove sperimentali e nell'elaborazione dei dati

BIBLIOGRAFIA

- [1] Collepardi, M. (1991) "Scienza e Tecnologia del Calcestruzzo", Milano, Hoepli.
- Neville, A.M. and Brooks, J.J., (1987) "Concrete [2] Technology", Prentice-Hall, 456 pp. Caldarone, M. (2008) "High-Strength Concrete: A
- [3] Practical Guide", Taylor & Francis, 252 pp.
- [4] Norme Tecniche per le Costruzioni, DM 14/01/2008.
- [5] Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici -Servizio Tecnico Centrale (2002): Linee guida sul Calcestruzzo ad alta resistenza.
- [6] Collins, M.P., and Mitchell, D. (1997), "Prestressed Concrete Structures", Chapter 7, Response Publication, Toronto and Montreal, Canada.
- [7] Rossa, D. e Zanardini, J. (2008) "Studio analitico e numerico su travi in calcestruzzo armato precompresso ad alta resistenza", Tesi di laurea magistrale, Facoltà di Ingegneria, DICATA, luglio 2008. Relatore: Prof. G.A. Plizzari; Correlatore. Ing. F. Minelli.
- [8] Eurocode 2. (2005). "Design of Concrete Structures", EN 1992 Ver. Dec 2005.
- [9] Bentz, E.C., (2000) "Sectional Analysis of Reinforced Concrete", PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, pp 304.
- [10] Meda, A., Minelli, F., Plizzari, G.A. and Riva, P. (2005), "Shear Behavior of Steel Fibre Reinforced Concrete Beams"; Materials and Structures, Vol. 38, April 2005, pp. 343-351.

SULLA DETERMINAZIONE SPERIMENTALE DEL MODULO DI ELASTICITÀ SECANTE DEL CALCESTRUZZO

Stefano Cangiano¹, Roberto Cucitore¹, Roberto Felicetti² Elio Lo Giudice³, Andrea Morotti⁴, Antonio Princigallo¹, Margherita Maria Sacco³

1 CTG - Italcementi Group, Bergamo

2 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

3 Dismat s.r.l., Canicattì, Agrigento

4 Controls, Cernusco sul Naviglio, Milano

SOMMARIO

Nel presente lavoro viene brevemente sintetizzato il panorama normativo attuale riguardante la determinazione del modulo elastico secante a compressione del calcestruzzo. Considerata l'assenza di una norma europea al riguardo, vengono esaminate le procedure di prova previste attualmente da alcune normative nazionali. Inoltre, vengono descritte le motivazioni che hanno indotto la Commissione italiana UNICEMENTO – Metodi di prova – a pianificare e condurre una sperimentazione collegiale mirata a definire una procedura di prova univoca, che possa essere recepita da una specifica norma europea.

SUMMARY

In the present work the current standards for the determination of the static elastic modulus for concrete are discussed in details. In the absence of an European Standard, the laboratories generally rely on their respective national codes, whose indications are sometimes not consistent and may lead to not comparable results. For this reason, an experimental program was conducted by some laboratories in the framework of the Italian Commission UNICEMENTO, aimed to ascertain the influence of the test procedure on the measured values. This program provided some useful guidelines for preparing the draft of an European Standard for determination of elastic secant modulus of concrete.

1. INTRODUZIONE

Nel calcolo strutturale il calcestruzzo è considerato come un continuo omogeneo. In realtà, esso presenta delle eterogeneità, in quanto costituito da aggregati distribuiti in una matrice cementizia omogenea. Già prima dell'applicazione del carico, esiste nel calcestruzzo uno stato microfessurativo diffuso, localizzato in corrispondenza delle zone di transizione (interfaccia pasta di cemento – inerti) e dovuto principalmente agli effetti del ritiro. Questo spiega in parte il comportamento non lineare tipico del calcestruzzo, ricavato da una prova di compressione monoassiale [1, 2, 3].

Inoltre, il calcestruzzo mostra nelle condizioni di esercizio fenomeni di scorrimento viscoso non trascurabili; con le velocità di carico normalmente adottate nelle prove meccaniche su campioni di calcestruzzo (0.20÷1.0 MPa/s), la componente viscosa della deformazione può raggiungere il 15÷20% della deformazione totale già durante la prima applicazione del carico [4].

Le norme sulle costruzioni tendono a semplificare il comportamento del calcestruzzo considerandolo elasticolineare nel suo tratto iniziale e sostituendo il valore del modulo elastico E_c con una sua stima. Ciò equivale ad approssimare come elastica una deformazione che include anche una componente viscosa. Tale approssimazione può condurre in alcuni casi a grossolani errori nella valutazione delle deformazioni. Si pensi, ad esempio, all'esecuzione di prove sperimentali di carico; a casi di identificazione dinamica; all'esecuzione di strutture in precompresso o strutture miste acciaio-calcestruzzo, legno-calcestruzzo ed, infine, calcestruzzo nuovo su vecchio per ripristino ed adeguamento strutturale. In tutti questi casi emerge la necessità di conoscere in via sperimentale il valore corretto del modulo elastico. Le attuali procedure di prova normate sono così differenziate da non fornire una risposta univoca alle esigenze sopra elencate. Da qui la necessità di una norma europea riguardante la determinazione del modulo elastico [5]. Al fine di definire i parametri della procedura di prova da normare la Commissione UNICEMENTO - Metodi di prova ha pianificato e condotto una campagna di prove che ha coinvolto sei laboratori italiani.

2. IL MODULO ELASTICO NELLE NORME SULLE COSTRUZIONI

Si è già detto che il calcestruzzo può presentare per effetto della sua natura eterogenea comportamenti sotto carico difficilmente interpretabili con relazioni di validità generale. A maggior ragione ciò è vero per valutazioni delicate come quella del modulo di elasticità.

Per quanto detto, il modulo di elasticità può essere meglio approssimato soltanto nel tratto iniziale del diagramma tensione-deformazione, per valori di tensione in corrispondenza dei quali il quadro microfessurativo possa ritenersi stabile. Si definisce, pertanto, il modulo elastico istantaneo iniziale in riferimento alla tangente all'origine della curva tensione-deformazione ed il modulo elastico secante in riferimento alla secante fra l'origine e il 33÷40% della tensione di rottura. In entrambi i casi la definizione di modulo elastico è convenzionale.

Stante la laboriosità delle prove per la determinazione del modulo elastico, in sede di progettazione si ricorre all'impiego di correlazioni note con resistenza a compressione. Le relazioni fornite dalle norme sulle costruzioni in genere legano il valore del modulo elastico (tangente o secante) alla resistenza a compressione (cilindrica o cubica, media o caratteristica) e forniscono valori di E_c progettuali. Sono di seguito riportate alcune di queste correlazioni, in particolare con riferimento alle indicazioni normative italiane ed europee.

Per il modulo elastico istantaneo, tangente all'origine, in mancanza di sperimentazione diretta, il D. M. 16.01.96 (§ 2.1.3) assume il seguente valore progettuale [6]:

$$E_c = 5700\sqrt{R_{ck}} \qquad [MPa] \tag{1}$$

in cui R_{ck} è la resistenza cubica caratteristica espressa in MPa. Tale correlazione appare oggi inadeguata [7]; infatti, tutte le norme più recenti si riferiscono alla resistenza media e non a quella caratteristica.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 (§ 11.2.10.3) [8] indicano che per la progettazione può essere assunto il seguente valore (adeguato alla EN 1992-1-1):

$$E_{cm} = 22(f_{cm} / 10)^{0.3} \qquad [GPa] \tag{2}$$

dove $f_{\rm cm}$ è la resistenza cilindrica media a compressione espressa in MPa.

È, invece, da sottolineare che il Bollettino Ufficiale – Norme Tecniche – N.195 [9] distingue fra modulo tangente e secante, definendo come modulo iniziale o tangente quello ottenuto con velocità di deformazione di $30 \times 10^{-6} \text{s}^{-1}$ e riportando l'espressione:

$$E_{ci} = 11000 \cdot f_{cm}^{0.3} \qquad [MPa] \tag{3}$$

Il valore secante E_c è definito come valore 'stabilizzato' (ottenuto dopo alcuni cicli di carico-scarico) della pendenza media della curva tensione-deformazione per valori di tensione inferiori a (0.40÷0.50) f_{cm}. Per esso si suggerisce la seguente formula:

$$E_c = 10000 \cdot f_{cm}^{0.3}$$
 [MPa] (4)

Secondo la EN 1992-1-1 [10], attuale norma europea sulle costruzioni, il modulo elastico E_{cm} è definito come secante fra $\sigma_c = 0 e \sigma_c = 0.40 f_{cm} e$ l'espressione di riferimento è:

$$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} \qquad [MPa] \qquad (5)$$

È opportuno precisare che le stesse norme avvertono che le formule non sono da ritenersi adeguate per interpretare risultati sperimentali, mancando addirittura la concordanza tra i valori teorici ottenuti dai riferimenti normativi appena riportati. A conferma di quanto detto, si consideri il confronto di alcuni valori del modulo elastico ottenuti per provini di tre diverse classi di resistenza. In Tabella 1 e 2 sono riportati i valori calcolati con le formule facendo riferimento alla resistenza caratteristica cubica (D.M. 96) o alla resistenza cilindrica media valutata sperimentalmente (CNR 195 ed EC2). I dati sperimentali cui si fa riferimento nelle Tabelle 1 e 2 sono stati ottenuti nell'ambito del programma di prove condotto dalla Commissione UNICEMENTO – Metodi di Prova. Per i dettagli del piano sperimentale si rimanda al successivo paragrafo 3 e a [11].

Tabella 1 - Confronto fra valori stimati dalle relazioni normative e valori sperimentali del Modulo Elastico Tangente in MPa

f _{cm} (MPa)	CNR 195	D.M. 96	sperimentale
29.3	28500	30301	34400
38.7	34672	32939	35200
43.3	38237	34067	39300

Tabella 2 - Confronto fra valori stimati dalle relazioni normative e valori sperimentali del Modulo Elastico Secante in MPa

f _{cm} (MPa)	EC 2	D.M. 08	sperimentale
29.3	30373	27546	29930
38.7	33017	29944	30300
43.3	34148	30970	30700

Dai dati riportati nelle Tabelle si nota che il modulo secante ricavato sperimentalmente non risulta così fortemente correlabile al valore della resistenza come si ipotizza nelle relazioni riportate dalle norme sulle costruzioni, essendo stati osservati scostamenti di circa il 10% rispetto ai dati sperimentali. All'aumentare della resistenza il modulo secante, per esempio, suggerito dall'EC2, può risultare pericolosamente sovrastimato anche dell'11% rispetto al valore ricavato sperimentalmente.

La varietà e numerosità di correlazioni di questo tipo, reperibili in letteratura, conferma che la resistenza a compressione non costituisce l'unico parametro che influenza il modulo di elasticità del calcestruzzo. Modulo di elasticità e resistenza a compressione sono proprietà meccaniche sostanzialmente diverse e, pertanto, sono influenzate in maniera diversa dai parametri di composizione di miscela. Ad esempio, è noto che il modulo di Young aumenta impiegando aggregati di maggiore rigidità ed anche passando da rocce micacee a calcari di frantumazione o a ghiaie alluvionali di natura silicea. Inoltre, per uno stesso aggregato, il modulo di elasticità del calcestruzzo aumenta all'aumentare del volume di aggregato nell'impasto. Sia la natura dell'aggregato che il volume occupato nel calcestruzzo possono, invece, minore influenza sulla resistenza a compressione [12].

3. LA DETERMINAZIONE SPERIMENTALE DEL MODULO ELASTICO

In primo luogo è opportuno ricordare quanto stabilito nella premessa della EN 1992-1-1 che è da intendersi "...quale documento di riferimento di tutte le altre commissioni CEN TCs operanti su temi strutturali." Ne discende che una eventuale norma europea dovrebbe recepire quanto stabilito nell'Eurocodice 2. In secondo luogo è facile verificare che gran parte delle norme attualmente in vigore nei Paesi Europei riguardanti la determinazione del Modulo Elastico Secante a compressione (MES) sono antecedenti alla pubblicazione della norma quadro EN 1992-1-1. Pertanto, non deve sorprendere l'esistenza di incongruenze fra le normative valide nei singoli Paesi Europei e l'Eurocodice 2.

Di seguito sono schematicamente presentate le difformità più rilevanti tra alcune delle procedure di carico attualmente in vigore nell'ambito di normative nazionali: UNI 6556 del 1976 [13], DIN 1048/1 del 1978 [14], ISO 6784 del 1982 [15], BSi 1881/121 del 1983 [16], Nord Test Build 205 del 1984 [17] e ASTM C 469 del 1994 [18].

3.1 Le diverse procedure di carico

Le diverse norme analizzate prevedono la valutazione del modulo elastico del calcestruzzo dopo aver sottoposto il provino a cicli di carico-scarico. In Figura 1a è schematizzato un generico ciclo di carico-scarico imposto al provino durante la prova e in Figura 1b è riportata la risposta in termini di tensione-deformazione. Si distinguono una fase di carico (tratto 1-2), una di scarico (tratto 3-4) e due fasi a carico costante in corrispondenza della tensione massima (tratto 2-3) e della tensione minima (tratto 4-5). Le fasi a carico costante, a seconda della norma considerata, possono essere entrambe presenti, entrambe assenti o, alternativamente, può essere presente solo una di esse. Le deformazioni in corrispondenza dei punti 1, 2, 3, 4, 5 saranno indicate con ε_l , ε_2 , ε_3 , ε_4 , ε_5 [19].

Tutte le norme fissano il valore della tensione minima σ_{min} di prova pari a 0.5 MPa, fatta eccezione per la UNI 6556 e la ASTM C 469, che legano il valore di della tensione minima di prova rispettivamente alla resistenza cilindrica media a compressione e ad un valore prefissato della deformazione (50 µm/m). È comune, invece, riferirsi alla resistenza cilindrica media a compressione f_{cm} per il limite massimo della tensione di prova, fissato in $f_{cm}/3$. Solo l'ASTM C 469 considera un limite più elevato, pari a 0.40 f_{cm} , in linea con la definizione data dall'EC2.

Le procedure di carico previste dalle norme considerate sono riportate in Figura 2; nei diagrammi viene indicato il tempo di attesa (t_a) e il tempo massimo dedicato alla rilevazione delle deformazioni (t_i) .

La procedura di carico secondo la UNI 6556 prevede almeno tre serie di cicli fra una tensione di base σ_0 pari a $f_{cm}/30$ (Figura 2a) ed una tensione σ_i (che varia fra un valore σ_I non fissato e $\sigma_{max} = f_{cm}/3$), definita in funzione del numero n delle serie di cicli che si intendono effettuare. L'attesa a carico costante è prevista solo in corrispondenza di σ_i , ma non in corrispondenza di σ_0 . Le deformazioni per ogni ciclo vengono rilevate in corrispondenza dei punti 3 e 4 di Figura 1a e, secondo l'indicizzazione convenzionale scelta, saranno indicate con ε_3 ed ε_4 .

La procedura di carico secondo la norma DIN 1048/1 prevede l'esecuzione di 10 cicli di carico-scarico; sono assenti le fasi di mantenimento costante del carico 2-3 e 4-5. I cicli sono effettuati fra la tensione σ_{min} di 0.5 MPa (ovvero pari a zero, qualora non si riuscisse a misurare σ_{min} con sufficiente accuratezza) e la tensione σ_{max} . Alla fine del decimo ciclo viene rilevata la deformazione ε_I corrispondente a σ_{min} . e la ε_3 corrispondente a σ_{max} .

Le procedure di carico secondo ISO 6784 e BSi 1881/121 prevedono il mantenimento costante del carico sia in corrispondenza di σ_{min} sia in corrispondenza di σ_{max} . In Figura 2c e 2d sono riportate tali procedure di carico, considerando il numero minimo di cicli richiesto. È previsto il rilievo delle deformazioni ε_l corrispondenti a σ_{min} ed ε_2 corrispondenti a σ_{max} .

La procedura di carico Nord Test Build 205 fornisce due valori di modulo elastico corrispondenti a due livelli di tensione:

- $\sigma^*_{max} = 0.45 f_{cm}$ al primo ciclo che consente la valutazione di E_{0,NT_i}
- $\sigma_{max} = f_{cm}/3$ al terzo ciclo che consente la valutazione di $E_{c,NT}$.

La procedura prevede la storia di carico illustrata in Figura 2e; vengono registrate le deformazioni $\varepsilon_{I,I \ ciclo}$ al primo ciclo in corrispondenza alla tensione $\sigma^*_{max} = 0.45 f_{cm}$, e le deformazioni $\varepsilon_{3,III \ ciclo}$ e $\varepsilon_{5,III \ ciclo}$ al terzo ciclo.

La procedura di carico ASTM C 469 prescrive cicli fra un valore di tensione σ_{min} corrispondente alla deformazione $\varepsilon_0=50\,\mu m/m$ e $\sigma_{max}=0.40$ f_{cm}. I cicli non prevedono fasi di mantenimento del carico; il modulo di elasticità è calcolato facendo riferimento all'ultima rampa di carico (Figura 2f), protratta fino a rottura senza interruzione.



Figura 1 – Generico ciclo di carico imposto (a) e relativo legame tensione-deformazione (b)



Figura 2 – Quadro delle diverse procedure di carico imposte dalle varie norme nazionali

3.2 Il calcolo del modulo elastico secante

Il modulo elastico secante E_c è in generale calcolato attraverso la seguente espressione:

$$E_{c} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}}$$
(6)

dove σ_{min} e σ_{max} rappresentano la tensione minima e massima raggiunta agli estremi del ciclo di carico ed ε_{min} e ε_{max} le corrispondenti deformazioni (Fig. 1).

Le norme prevedono che gli incrementi $\Delta \epsilon$ e $\Delta \sigma$ siano valutati con uno dei seguenti criteri:

- (a) in fase di carico, al raggiungimento della tensione massima;
- (b) in fase di carico, dopo un tempo fissato per la stabilizzazione delle letture;

(c) in fase di scarico.

In seguito la (6) sarà esplicitata in relazione alle singole norme ed all'indicizzazione usata in Figura 1.

Secondo la ISO 6784 e la BSi 1881/121 E_c è valutato sulla base di incrementi di tensione e deformazione rilevati come al punto (*a*). In tal caso la (6), assume la forma:

$$E_{c,ISO-BSi} = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \tag{7}$$

dove $(\epsilon_2 - \epsilon_1)$ indica l'incremento di deformazione misurato fra i punti 1 e 2 di Figura 1b, cioè in fase di carico e senza tempi di attesa.

Secondo la DIN 1048/1 E_c è valutato sulla base di incrementi di tensione e deformazione rilevati come al punto (b). In tal caso la (6), assume la forma:

$$E_{c,DIN} = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\varepsilon_3 - \varepsilon_1} \tag{8}$$

dove con $(\varepsilon_3 - \varepsilon_1)$ si indica l'incremento di deformazione fra i punti 1 e 3 di Figura 1b, cioè in fase di carico dopo un determinato tempo di attesa.

La UNI 6556 e la NT Build 205 fanno riferimento ai rilievi effettuati in fase di scarico (caso *c*). La norma italiana definisce il valore del modulo elastico in corrispondenza di ciascun livello di tensione σ_i :

$$E_{c,UNI,i} = \frac{\sigma_i - \sigma_0}{\varepsilon_3 - \varepsilon_4} \qquad (i = 1, 2, ..., n)$$
(9)

dove σ_o è la tensione di base e ($\varepsilon_3 - \varepsilon_4$) è la differenza fra le deformazioni in corrispondenza dei punti 3 e 4 del ciclo considerato (Figura 1b).

Si notino le differenze fra la definizione (9) data dalla UNI 6556 e le definizioni precedenti:

- σ_i è funzione del numero della serie considerata, mentre σ₀ è fissa per tutti i cicli;
- l'ampiezza dei cicli non rimane costante durante la prova;
- l'incremento di deformazione, calcolato allo scarico, fa riferimento alle letture stabilizzate, cioè quando lo scarto rispetto alle precedenti letture effettuate allo stesso livello di tensione risulti minore di 10 x 10⁻⁶;
- il numero dei cicli può variare passando da una serie di cicli all'altra.

La NT Build 205 definisce due valori del modulo di elasticità a cicli prefissati:

E₀ in corrispondenza del primo ramo di carico e alla tensione σ^{*}_{max} = 0.45 f_{cm} :

$$E_{0,NT} = \frac{\sigma_{max}^* - \sigma_{min}}{(\varepsilon_3 - \varepsilon_1)_{Lciclo}}$$
(10a)

dove con $(\varepsilon_3 - \varepsilon_l)_{l \ ciclo}$ si indica la differenza fra le deformazioni in fase di carico in corrispondenza dei punti 1 e 3 (Figura 1b) del primo ciclo;

• E_c al termine di tre cicli di carico e scarico, in corrispondenza alla tensione $\sigma_{max} = f_{cm}/\beta$ durante la fase di scarico:

$$E_{c,NT} = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{(\varepsilon_5 - \varepsilon_3)_{IIIciclo}}$$
(10b)

dove con $(\varepsilon_5 - \varepsilon_3)_{III}$ ciclo si indica la differenza fra le deformazioni rilevate in corrispondenza dei punti 3 e 5 (Figura 1b) del terzo ciclo. La NT Build 205 è l'unica norma a valutare il modulo elastico relativo al primo caricamento, peraltro ad un livello di tensione ($\sigma_{max} = 0.45 f_{cm}$) sensibilmente maggiore rispetto a quello considerato (1/3 f_{cm}) dalle altre norme europee.

L'ASTM C 469 prevede il rilievo dei dati di deformazione durante il processo di carico, che viene effettuato ininterrottamente fino a rottura del provino, consentendo l'interpolazione delle letture rilevate; l'espressione del modulo è:

$$E_{c,ASTM} = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\varepsilon_{max} - 50 \cdot 10^{-6}}$$
(11)

dove ε_{max} indica la lettura in corrispondenza di $\sigma_{max} = 0.4 f_{cm}$ e 50 µm/m è la deformazione fissata dalla norma in corrispondenza alla quale leggere σ_{min} .

4. LA NECESSITÀ DI DEFINIRE I PARAMETRI DI PROVA PER UNA PROCEDURA EUROPEA

L'esame del quadro normativo internazionale ha messo in evidenza alcuni aspetti di rilievo e di discordanza fra le procedure nazionali. Sono qui riportati quelli ritenuti più significativi.

Non esistono discordanze rilevanti tra le normative sia per quanto riguarda la forma e le dimensioni dei provini sia per i requisiti della strumentazione per il rilievo delle deformazioni/spostamenti. Solo la UNI 6556 richiede provini più snelli e basi di misura più corte rispetto alle altre normative considerate, con l'obiettivo di limitare l'influenza dell'attrito tra le facce del provino e i piatti di carico sulla misura delle deformazioni assiali. La UNI 6556 è anche la sola a richiedere un numero minimo di strumenti di misura pari a 3, mentre in tutte le altre norme sono sufficienti solo 2 strumenti di misura. A tal proposito si fa anche osservare che le estremità dei trasduttori individuano le due sezioni trasversali del provino in riferimento alle quali sono individuate le basi di misura. Qualora fossero adottati solo due trasduttori di misura, non sarebbe possibile individuare univocamente la mutua rotazione di tali sezioni.

Riguardo alle procedure di carico meritano un'attenzione particolare alcune considerazioni sul valore dei carichi di prova e del numero dei cicli.

Il valore σ_{min} pari a 0.5 MPa, accettato dalla maggior parte delle norme, corrisponde ad un carico di appena 9 kN per

provini con diametro di 150 mm. Gran parte delle macchine di compressione attualmente in uso nei laboratori di prova non sono in grado di garantire il controllo costante a tali livelli di carico. In considerazione di ciò, la DIN 1048 consente di scaricare completamente il provino, con conseguente riassestamento dello snodo sferico; d'altra parte uno scarico completo o quasi del provino non è coerente con il tentativo di stabilizzare il valore del modulo attraverso i cicli di caricoscarico. Problematiche analoghe si riscontrano nel caso in cui sia imposto un valore di deformazione (la ASTM C469 impone che il valore della tensione minima da applicare al provino corrisponda ad una deformazione pari a 50 µm/m), aggravate dal fatto che la prescrizione relativa alla deformazione, invece che alla tensione, rappresenta un'ulteriore complicazione della procedura di prova. Appare più ragionevole il criterio prescrittivo fornito dall'UNI 6556 che fissa il valore minimo di tensione in relazione alla resistenza a compressione. Tuttavia, anche in questo caso è possibile incorrere nel rischio di dover applicare carichi eccessivamente bassi nel caso di provini a bassa resistenza. Appare, quindi, necessario imporre un limite inferiore di carico tale da salvaguardare l'esigenza di mantenere costante il carico stesso.

Riguardo alla tensione massima, l'incongruenza fra EC2, che si riferisce a $0.40 f_{cm}$, e le norme europee che prescrivono un valore pari a $f_{cm}/3$, ha suggerito di studiare nell'ambito del programma sperimentale condotto dalla Commissione UNICEMENTO – Metodi di Prova, l'influenza della tensione massima sui risultati di prova.

Nelle procedure di prova esaminate all'interno del panorama normativo attuale il controllo dell'uniformità delle deformazioni, intesa come massima differenza fra le singole deformazioni e la deformazione media, è eseguito in corso di prova. Nel caso in cui la verifica non sia soddisfatta è necessario interrompere e ripetere la prova, dopo aver apportato le opportune azioni correttive e, pertanto, sottoponendo a prova un provino che ha già subito un primo ciclo di carico e che presumibilmente ha subito un'alterazione microstrutturale. Questa circostanza suggerisce di controllare il centraggio ad un carico più basso rispetto al massimo carico di prova.

Le norme prevedono il calcolo del modulo elastico dopo un certo numero di cicli. Tale scelta appare ragionevole se si pensa che il modulo elastico calcolato al primo ciclo è sempre minore rispetto a quello calcolato a cicli successivi, in alcuni casi anche in maniera rilevante. Meno chiara è la scelta sul numero dei cicli da effettuare per stabilizzare lo stato microfessurativo; mentre alcune norme richiedono l'esecuzione di tre o quattro cicli, altre ne richiedono addirittura dieci o un numero non definito a priori. Appare, dunque, necessaria anche la definizione sperimentale del numero dei cicli da applicare.

La maggior parte delle norme prevede il calcolo del modulo elastico in fase di carico, fatta eccezione per la UNI 6556 e la NT Build 205, e tale scelta appare spesso non motivata. Tutte le difformità evidenziate mettono in luce la necessità di una campagna sperimentale, che conduca alla definizione dei parametri di prova sensibili: numero di trasduttori e loro base di misura, cicli di carico (numero, valori delle tensioni σ_{min} e σ_{max} , tempi minimi di attesa), tipologia di rilevazione delle deformazioni (in fase di carico o di scarico). Una campagna sperimentale ad hoc è stata effettuata da alcuni laboratori italiani nell'ambito della Commissione UNICEMENTO – Metodi di prova.

Il programma sperimentale è stato definito con lo scopo di chiarire, prima della stesura della norma europea, le incongruenze riscontrate nelle procedure di prova attualmente standardizzate.

Appare opportuno infine segnalare un'ulteriore esigenza legata, soprattutto in ambito nazionale, alla valutazione della sicurezza statica di strutture esistenti [20]. Tale circostanza pone problematiche specifiche [19] che meritano considerazioni e riflessioni ulteriori. A titolo di esempio, si ricorda che la determinazione del modulo elastico secante non è ammessa per provini estratti mediante carotaggio, il cui diametro deve essere contenuto, per motivi tecnologici, entro il valore massimo di 100 mm.

5. LE CONCLUSIONI DEL PROGRAMMA SPERIMENTALE

Le indagini sperimentali condotte sono state focalizzate sulle classi di resistenza C20/25 e C35/45. Il mix design è stato studiato dal laboratorio CTG - Italcementi Group ed i provini cilindrici ϕ 150 x 300 mm sono stati preparati dal laboratorio P&P-LMC. Complessivamente sono stati sottoposti a prova 90 provini, 45 per ciascuna classe di resistenza. Ogni laboratorio ha valutato la resistenza del calcestruzzo su due provini; la dispersione dei risultati fra i laboratori si è rivelata del tutto conforme a quella riportata nella EN 12390-3. Per i dettagli sul mix design e i risultati delle prove di compressione monoassiale si rimanda a [11].

Il programma sperimentale ha previsto il confronto fra 3 diverse procedure di carico indicate con A1, A2 e B, riportate in Figura 3 e dettagliatamente descritte in [11]. Ciascun laboratorio, ha sottoposto tre provini alla procedura di carico A1, due provini alla procedura di carico A2 e 2 provini alla procedura di carico B. Per ciascun ciclo di prova è stato calcolato il valore del Modulo Elastico Secante (MES), sia in fase di carico sia in fase di scarico, ottenendo da ciascun provino dieci determinazioni per le procedure A1 e A2 e quattro determinazioni per la procedura B.

Per i risultati sperimentali si rimanda a [11]. Le Figure 4 e 5 mostrano, a titolo di esempio, alcuni diagrammi tipici in cui i valori del MES sono riportati in funzione del numero dei cicli, che sintetizzano alcune indicazioni ottenute dalle numerose prove sperimentali.



Figura 3 – Cicli di prova secondo le procedure di carico A1, A2 e B del programma sperimentale

I diagrammi si riferiscono ai valori del modulo elastico calcolati, seguendo le tre diverse procedure, in fase di carico (Figg. 4a, 5a) e in fase di scarico (Figg. 4b, 5b). Si nota che:

- Il modulo elastico valutato in fase di carico in corrispondenza del primo ciclo è sempre minore di quello valutato ai cicli successivi (Figg. 4a, 5a) secondo la procedura A1 e A2. Il valore del MES valutato secondo la procedura B rimane sostanzialmente invariato in funzione del numero dei cicli e fornisce valori generalmente inferiori a quelli valutati con le altre due procedure. Entrambi gli aspetti sono probabilmente legati alla diversità del valore di tensione minima adottato per la procedura B rispetto alle altre due procedure di prova.
- Il modulo elastico valutato in fase di scarico rimane costante al variare del numero dei cicli eseguiti (Figg. 4b, 5b). Anche in fase di scarico il modulo elastico valutato con la procedura B è minore rispetto a quello valutato con le altre due procedure.
- Per uno stesso provino il valore del modulo elastico valutato in fase di scarico è generalmente più alto di quello calcolato in fase di carico. La differenza percentuale fra i due moduli diminuisce in funzione dei cicli di carico, passando dal 15% in corrispondenza del primo ciclo al 4-5% al secondo ciclo, al 3% al terzo o quarto ciclo. Tale risultato è indipendente dalla specifica procedura adottata (Fig. 4 per la classe C20/25; Fig. 5 per la classe C 35/45).
- A supporto delle considerazioni precedenti relative alle correlazioni modulo elastico resistenza a compressione si fa osservare che le differenze fra i valori del modulo ricavati per i provini di classe C20/25 e quelli di classe C35/45 sono quasi irrilevanti o per lo meno dello stesso ordine di grandezza delle differenze riscontrate all'interno della stessa classe di resistenza; queste ultime causate da variabilità associate a parametri di prova ulteriori (tipo di procedura, valutazione al carico o allo scarico, tipo di trasduttori usati per rilevare le deformazioni).



Figura 4 – Diagrammi tipici del MES ottenuti con le procedure in fase di carico (a) e di scarico (b) per la classe C 20/25



Figura 5 – Diagrammi tipici del MES ottenuti con le procedure in fase di carico (a) e di scarico (b) per la classe C 35/45

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano per l'esecuzione delle prove sperimentali Buzzi-Unicem, Controls, CTG-Italcementi Group, Dismat, Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano e P&P-LMC e tutti i membri della Commissione UNICEMENTO – Metodi di Prova per il contributo offerto durante le riunioni.

BIBLIOGRAFIA

- DAMGAARD JENSEN A., CHATTRJI S. (1996), State of the art report on micro-cracking and lifetime of concrete – Part 1, *Materials and Structures*, vol. 29, Springer, 3-8.
- [2] BASCOUL A. (1996), State of the art report Part 2: Mechanical micro-cracking of concrete, *Materials and Structures*, vol. 29, Springer, 67-78.
- [3] SRIRAVINDRARAJAH R., SWAMY R. N. (1989), Load effects on fracture of concrete, *Materials and Structures*, Springer, 15-22.
- [4] NEVILLE, A.M. (4th Ed.) Properties of Concrete. Pearson Prentice Hall.
- [5] CANGIANO S., CUCITORE R., FELICETTI R., LO GIUDICE E., A. MOROTTI, PRINCIGALLO A., SACCO M.M., Il modulo di elasticità del calcestruzzo – parte I: Considerazioni sulle procedure di prova (sottoposto a Industria Italiana del Cemento).
- [6] D.M. 16-01-1996 Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- [7] MATILDI P., PASCALE G., DI LEO A. (1982), Sulla correlazione tra proprietà elastiche e a rottura dei calcestruzzi – risultati di un'indagine sperimentale e osservazioni alle indicazioni normative, *La prefabbricazione*, n. 6, 403-411.
- [8] D.M. 14-01-2008 Norme tecniche per le costruzioni.
- [9] Bollettino Ufficiale CNR N.195 (2000) Norme

Tecniche - parte IV.

- [10] EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.
- [11] CANGIANO S., CUCITORE R., FELICETTI R., LO GIUDICE E., PRINCIGALLO A., SACCO M.M., II modulo di elasticità del calcestruzzo - parte II: La sperimentazione (sottoposto a Industria Italiana del Cemento).
- [12] COPPOLA, L. (2007) Concretum, McGraw Hill.
- [13] UNI 6556 (1976) Prove sui calcestruzzi Determinazione del modulo elastico secante a compressione.
- [14] DIN 1048/Part 1 (1978) Test Method for concrete
 Freshly Mixed Concrete, Hardened Concrete of Specially Produced Samples.
- [15] ISO 6784 International Standard (1982) Concrete
 Determination of static modulus of elasticity in compression.
- [16] BS 1881/Part 121 (1983) Method for determination of static modulus of elasticity in compression.
- [17] NORDTEST METHOD NT Build 205 (1984) Concrete, Hardened: modulus of elasticity in compression.
- [18] ASTM C 469 (1994) Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression.
- [19] GALLO M., LO GIUDICE E., NAVARRA G., SACCO M.M. – (2006), Valutazione del modulo elastico secante e dinamico del calcestruzzo su strutture esistenti, CRASC'06 – Crolli ed affidabilità delle strutture civili, Dario Flaccovio Editore, 945-957.
- [20] OPCM 3274 (2003) Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.

GLI EFFETTI AMBIENTALI NELLA PROGETTAZIONE DELLE SOLETTE DA PONTE: ANALISI COMPARATIVA DELLE NORMATIVE 1990, 2005 E 2008

Nicola Caterino, Antonio Iodice, Antonio Occhiuzzi

Dipartimento per le Tecnologie, Università degli Studi "Parthenope" di Napoli

SOMMARIO

La presenza degli agenti ambientali neve e ghiaccio, con la conseguente necessità del continuo spargimento di sali nel periodo invernale, rende le solette da ponte in c.a. particolarmente vulnerabili riguardo le prestazioni in esercizio. È per tale motivo che, ad esempio, le prescrizioni del regolamento su ponti del 1990 rendevano, di fatto, lo stato limite di fessurazione il livello di verifica tipicamente più severo nella progettazione strutturale delle solette in c.a.. Le recenti norme tecniche (2005, 2008) hanno introdotto significative novità in relazione alla progettazione dei ponti, in particolare per quanto attiene alla definizione dei carichi mobili e dei limiti di apertura delle fessure da considerare per le solette in c.a., portando, tra le altre cose, anche ad un diverso equilibrio di importanza relativa dei diversi stati limite per il dimensionamento di sezioni ed armature metalliche. Le norme tecniche 2005 e 2008 hanno inoltre apportato, rispetto agli impianti normativi precedenti, anche modifiche riguardanti i coefficienti parziali, tanto sulle azioni quanto sui materiali. Scopo del presente lavoro è valutare gli effetti che tali novità inducono sulla progettazione delle solette da ponte in calcestruzzo armato. A tal fine è stata condotta una ricerca numerica della quale si sintetizzano i principali risultati.

SUMMARY

The presence of environmental actions like snow and ice and the consequent need of spreading salt during the winter period, makes the concrete slabs for bridge very vulnerable regarding the serviceability performances. For this reason, for instance, the 1990 Italian code about bridges gave a bigger role to the cracking limit state in comparison to the ultimate limit state. The recent Italian codes on reinforced concrete structures (2005, 2008) introduced significant changes on the design of bridges, especially regarding the definition of live loads and allowable cracks width. These leaded, among the other consequences, to a different equilibrium of importance of the various limit states to the final design of geometry and steel reinforcement of the slabs. The 2005 and 2008 codes also introduced some modifications of the partial safety factors for materials and actions. The main scope of the present work is the evaluation of the global effects such codes innovations produce on the design of concrete slabs for bridges. To this aim a numerical study has been conducted with reference to different types of bridge, herein presenting and discussing the main results it leaded to.

1. INTRODUZIONE

Sebbene i ponti stradali costituiscano una gamma di opere strutturali molto varia per dimensioni, tipologia e materiali, in molti casi condividono un elemento strutturale comune costituito dalle solette in c.a. che costituiscono il piano viabile. Il presente lavoro riguarda le solette in c.a. dei ponti stradali di caratteristiche "ordinarie", aventi luci comprese tra i 20 e i 40 m e travi principali in direzione longitudinale. Per tale tipologia strutturale, le solette risultano spesso modellabili come elementi monodimensionali continui poggiati sulle travi principali.

I carichi mobili (accidentali o variabili) prescritti per i ponti stradali sono stati significativamente modificati dalle recenti norme tecniche sulle costruzioni (2005 [1] e 2008 [2]) rispetto a quanto previsto in precedenza dal corrispondente regolamento del 1990 [3]. In particolare, il mezzo convenzionale che rappresenta l'azione principale da utilizzare nell'analisi strutturale risulta variato nella geometria e nel numero delle impronte di carico, pur nel rispetto della precedente intensità globale dell'azione medesima. Analogamente, risultano variati nella geometria e nel numero delle impronte anche i carichi alternativi che vanno presi in considerazione nell'analisi strutturale degli elementi secondari di impalcato, quali solette e traversi.

Le norme del 2005 e del 2008 hanno altresì introdotto significative novità anche riguardo i limiti di apertura delle fessure da considerare per le solette in c.a. nonché i coefficienti parziali di sicurezza da adottare per le azioni ed i materiali. Si ricorda, a tal proposito, che l'adozione del regolamento del 1990 per la valutazione delle caratteristiche della sollecitazione comportava poi l'uso delle prescrizioni contenute nel D.M. 9 gennaio 1996 [4] per le verifiche.

Allo scopo di valutare gli effetti che globalmente tali novità normative inducono sulla progettazione delle solette da ponte in c.a., è stata eseguita una ricerca numerica della quale



Figura 1 - Schemi strutturali considerati (dimensioni in cm)

si sintetizzano nel prosieguo i principali risultati. Tale studio intende completare, dopo l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008, un'analoga analisi condotta con riferimento alle sole norme '90 e '05 in [5]. Si è fatto riferimento ad una delle tipologie costruttive più comuni nell'ambito delle strutture da ponte, ossia le solette in c.a. ordite in direzione trasversale rispetto all'asse stradale. Molte delle considerazioni che saranno svolte nel seguito, tuttavia, possono facilmente estendersi ad altri tipi di solette in c.a.

L'impalcato cui ci si riferisce, rappresentativo di una geometria stradale piuttosto comune, ha una larghezza pari a 12.50 m ed è stato analizzato in tre diverse varianti esecutive, corrispondenti al caso di 2, 3 o 4 travi longitudinali principali, così come rappresentato in Figura 1. Lo spessore delle solette è stato assunto rispettivamente pari a 32, 28 e 25 cm, nei tre casi considerati. E' stata ipotizzata la presenza di elementi trasversali capaci di mantenere la sezione di impalcato indeformata nel proprio piano; la luce delle travi principali è stata considerata molto maggiore del corrispondente interasse. Pertanto, le analisi strutturali sono state condotte utilizzando un modello di trave continua (appoggiata con sbalzi nel caso di due travi principali). Le finalità delle analisi svolte (paragone degli effetti dei tre corpi normativi considerati, di seguito brevemente indicati con "norme '90", "norme '05", "norme '08") hanno suggerito di escludere tutti i possibili effetti locali di cui usualmente si tiene conto nel dimensionamento delle solette da ponte, quali effetti di bordo, urti di veicoli in svio, etc. Le analisi strutturali sono state condotte in termini di momento flettente, che risulta essere la caratteristica della sollecitazione di gran lunga più significativa per gli elementi strutturali in esame.

2. CARICHI MOBILI. VALORI NOMINALI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

I carichi mobili associati a ciascun corpo normativo sono stati disposti sulle linee di influenza delle sezioni più significative (appoggi e mezzerie), secondo le relative prescrizioni. La Figura 2 mostra i carichi mobili principali da prendere in considerazione per le solette da ponte, secondo le norme '90, '05 e '08. I valori indicati per le rispettive intensità sono espressi come riportato nelle rispettive normative e a meno del coefficiente di amplificazione dinamica (pari a 1.4) per le prime due norme. Tale coefficiente è viceversa già incluso nelle intensità di carico prescritte dalla norma '08. L'intensità pari a 135 kN relativa alla norma '05 è ottenuta, come prescritto, mediante la riduzione del 10% del corrispondente valore nominale per le strutture secondarie di impalcato.

I carichi (moltiplicati per il coefficiente di amplificazione dinamica per le norme '90 e '05) sono stati diffusi come d'uso fino al piano medio delle solette, mentre è stata considerata una fascia di soletta collaborante, da ciascun lato, pari a ¹/₄ della luce di calcolo. Con tali accorgimenti e considerando uno spessore della pavimentazione pari a 10 cm, si ottengono, per ciascun veicolo convenzionale, i carichi uniformemente distribuiti descritti in Figura 3 (tipologia a 4 travi), che mostra anche l'ingombro associato a ciascuna colonna di carico. Il numero di colonne di carico prese in considerazione è pari a 3 in entrambi i casi: le corrispondenti intensità, rispetto a quelle nominali prima indicate, sono descritte in Tabella 1.

Tabella 1 – Intensità delle colonne di carico rispetto ai valori nominali

	norme '90	norme '05	norme '08
I colonna	100%	100%	100%
II colonna	50%	67%	67%
III colonna	35%	33%	33%

In alternativa, le linee di influenza del momento flettente sono state caricate prendendo in considerazione le ulteriori possibilità proposte dai tre corpi normativi, schematicamente rappresentate nella Figura 4.



Figura 2 – Carichi mobili principali



Figura 3 – Schemi di carico (tipologia esecutiva a 4 travi)



Figura 4 – Carichi mobili alternativi

I minimi e massimi valori del momento flettente calcolati, rispettivamente, per le sezioni di appoggio e per le sezioni di campata sotto l'azione dei carichi permanenti e di quelli accidentali, considerati nei loro valori nominali (caratteristici), sono sinteticamente rappresentati nella Figura 5, per le tre tipologie esecutive esaminate e con riferimento ai vari corpi normativi. I valori ivi rappresentati sono quelli di volta in volta più gravosi, per ciascuna sezione, tra quelli determinati esaminando le varie condizioni e tipologie di carico prescritte da ciascun corpo normativo.

Dal paragone tra i diagrammi riportati in Figura 5 può trarsi che:

 i valori del momento flettente valutati secondo le norme '08 e le norme '90 sono paragonabili. Ciò è da attribuirsi al fatto che, rispetto al D.M. 2008, il regolamento del 1990 considerava un maggior peso del veicolo convenzionale, ma anche un maggiore ingombro dello stesso, conducendo così a intensità simili dei carichi risultanti dopo la diffusione fino al piano medio delle solette.

 i valori del momento flettente calcolati secondo le norme '05 risultano superiori del 20-30% a quelli valutati in accordo alle altre due norme in esame, essenzialmente in conseguenza della maggiore intensità complessiva dei carichi che le prescrizioni del 2005 comportano.

3. ANALISI ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Valutate le sollecitazioni in accordo alle norme '90, le verifiche strutturali sono state coerentemente condotte seguendo le indicazioni del D.M. 9 gennaio 1996 [3]. Negli impianti normativi più recenti (2005, 2008), invece, sono presenti nello stesso documento sia le indicazioni per la valutazione degli stati di sollecitazione che quelle per definire i valori delle resistenze disponibili.

I coefficienti parziali relativi alle azioni allo stato limite ultimo (SLU) sono diversi per le tre norme. La Tabella 2 ne



Figura 5 – Valori estremi del momento flettente (sinistra: momenti negativi – destra: momenti positivi) per valori nominali dei carichi

riassume i valori. Si può osservare quanto segue:

- i valori previsti dalle norme '96 e '05 sono analoghi, eccetto una modesta differenza per quanto concerne i carichi permanenti che, nel caso specifico delle solette da ponte, assumono una rilevanza secondaria.
- i valori previsti dalle norme '08 sono minori di quelli previsti dai due regolamenti precedenti, con particolare riferimento ai carichi mobili e a quelli permanenti strutturali.

Tabella 2 – Coefficienti parziali per le azioni - SLU

	norme '96	norme '05	norme '08
Carichi perm. strutturali	1.50	1.40	1.35
Carichi perm. non strutturali	1.50	1.40	1.50
Carichi accidentali/variabili	1.50	1.50	1.35
Amplificazione dinamica	1.40	1.40	già incl.

Ottenuti i valori di progetto del momento flettente per tutte le tipologie esecutive prese in considerazione e per ciascuna norma, sono state determinate le armature trasversali necessarie a soddisfare le verifiche di resistenza utilizzando i seguenti criteri, tipici nella progettazione delle solette da ponte:

- adozione di un interasse costante in senso longitudinale;
- adozione di un medesimo diametro per tutte le barre disposte superiormente e di un medesimo diametro per

tutte le barre disposte inferiormente;

 limitazione al minimo indispensabile di armature aggiuntive in corrispondenza di sezioni particolarmente impegnate (es. appoggi).

Nel caso del corpo normativo del 1990, è stato assunto un calcestruzzo di classe R_{ck} 37 MPa (C 30/37) ed un acciaio FeB44k; le resistenze di progetto dei materiali sono state determinate sulla scorta di quanto previsto dal D.M. 9.1.1996. Nel caso delle norme '05 e '08, il calcestruzzo è stato assunto ancora di classe R_{ck} 37 MPa (C 30/37), mentre è stato considerato un acciaio B450C; le resistenze di progetto dei materiali sono state determinate sulla scorta di quanto previsto nei medesimi criteri. È importante osservare che i tre corpi normativi assumono valori diversi per il coefficiente parziale di sicurezza associato al calcestruzzo: il rapporto tra la resistenza cubica caratteristica R_{ck} e la tensione di calcolo f_{cd} è pari a 2,27 per il D.M. 1996; 1,90 per le norme '05; 2,13 per le norme '08. Per l'acciaio, viceversa, le tre norme assumono lo stesso valore (1,15).

La progettazione delle armature trasversali ha permesso di calcolare i valori dei rapporti di armatura superiore ρ_{sup} e inferiore ρ_{inf} per le verifiche allo stato limite ultimo mostrati in Figura 6 e definiti come:

$$\rho_{\rm sup} = \frac{A_{\rm sup}}{A_{\rm c}} ; \quad \rho_{\rm inf} = \frac{A_{\rm inf}}{A_{\rm c}} \tag{1}$$

in cui A_{sup} è la quantità di armatura disposta superiormente, A_{inf} è quella disposta inferiormente, A_c è l'area della sezione di calcestruzzo.



Figura 6 – Valori dei rapporti di armatura allo SLU (sinistra: armature superiori – destra: armature inferiori)

La Figura 6 mostra come gli andamenti dei rapporti di armatura, calcolati per lo stato limite ultimo, risultino analoghi a quelli dei valori caratteristici del momento flettente della Figura 5, salvo un risparmio di armatura ottenuto applicando le norme '08 per effetto del ridotto valore dei coefficienti parziali delle azioni.

4. ANALISI ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Le norme '90 prevedono tre diverse combinazioni di verifica, denominate "F I", "F II" e "F III" e sostanzialmente corrispondenti a combinazioni di carico quasi permanenti, rare e frequenti, rispettivamente. Le norme '05 e '08 prevedono, invece, solo due combinazioni di verifica, corrispondenti alle combinazioni quasi permanenti e frequenti. La Tabella 3 riepiloga i rispettivi coefficienti parziali per le azioni:

Tabella 3 – Coefficienti parziali per le azioni – SLE (fessurazione)

	norme '96		norme '05		norme '08	
	perm.	acc.	perm.	acc.	perm.	acc.
C. quasi perm.	1.0	0.0	1.0	0.0	1.0	0.0
C. frequenti	1.0	0.7	1.0	0.7	1.0	0.75
C. rare	1.0	1.0	-	-	-	-

Si osserva che i coefficienti parziali delle azioni allo stato limite di fessurazione previsti dai tre corpi normativi sono analoghi; le prescrizioni dei D.M. 2005 e 2008, tuttavia, non contemplano la verifica per le combinazioni di azioni rare. Le caratteristiche della sollecitazione di progetto allo stato limite di fessurazione risultano pertanto avere lo stesso andamento dei corrispondenti valori nominali rappresentati in Figura 5.

Molto diversi risultano, invece, i limiti proposti dai tre assetti normativi per l'apertura delle fessure, mostrati in Tabella 4. Attesi i valori dei coefficienti parziali delle azioni ed i limiti di apertura delle fessure previsti dalle norme '90, la verifica allo stato limite di fessurazione per combinazioni quasi permanenti risulta in genere non significativa. Poiché la verifica per combinazioni rare, viceversa, non è prevista dalle norme '05 e '08, l'unica combinazione direttamente paragonabile è quella per carichi frequenti. In questo caso, nel passaggio tra il corpo normativo del 1990 e quello del 2005, a fronte di un incremento di sollecitazioni compreso tra il 20% ed il 30%, si registra un aumento dei limiti di apertura delle fessure pari al 200% per gli estradossi delle solette e pari al 100% per gli intradossi. Le norme '08 si pongono, invece, per quanto riguarda le aperture di fessure consentite, in una condizione intermedia tra le norme '90 e quelle '05.

Tabella 4 - Limiti di apertura delle fessure

	norme '96		norme '05		norme '08	
	estr. [mm]	intra. [mm]	estr. [mm]	intra. [mm]	estr. [mm]	intra. [mm]
C. quasi perm.	0.1	0.2	0.2	0.3	0.2	0.2
C. frequenti	0.1	0.2	0.3	0.4	0.2	0.3
C. rare	0.2	0.3	-	-	-	-

Per un confronto più completo tra le norme riguardo la verifica di apertura delle fessure, appare utile osservare che i tre documenti, pur suggerendo espressioni analitiche diverse, conducono a valori simili della resistenza a trazione del calcestruzzo (almeno per calcestruzzi ordinari).

La Figura 7 riporta i rapporti di armatura calcolati per barre proporzionate, in sezione ed in numero, secondo i criteri introdotti al paragrafo precedente e in modo da soddisfare strettamente le verifiche a fessurazione, secondo le modalità indicate nei D.M. 9.1.1996 per il precedente assetto normativo e nei D.M. 14.9.2005 e D.M. 14.1.2008 per quelli più recenti. Si osserva che, in questo caso, le richieste di armatura associate al corpo normativo del 1990 sono molto più forti di quelle relative alle norme '05 e '08, con incrementi talvolta pari anche al 100%. Quelle relative alle norme '05 e '08 sono simili tra loro, essenzialmente in virtù del fatto che il D.M. 2005 porta alla definizione di carichi più elevati, ma prevede limiti più ampi all'apertura delle fessure.

5. EFFETTO COMPLESSIVO SULLA PROGETTA-ZIONE DELLE SOLETTE DA PONTE

A valle della progettazione dell'armatura eseguita considerando separatamente lo stato limite ultimo e quello di esercizio (fessurazione), risulta interessante porre in evidenza, caso per caso, lo stato limite che governa la progettazione definitiva dell'armatura. La Tabella 5 sintetizza tale informazione per ciascuna tipologia di ponte e per ciascuna norma, distinguendo l'armatura superiore da quella inferiore.



Figura 7 – Valori dei rapporti di armatura allo SLE (sinistra: armature superiori – destra: armature inferiori)



Figura 8 - Valori del rapporto di armatura complessivo

Tabella 5 – Influenza delle verifiche agli stati limite ultimo (SLU) e di esercizio (SLE) sulla progettazione delle armature metalliche

Ponte	Armatura	norme '90	norme '05	norme '08
2 travi	Inf.	SLE	SLU	SLU-SLE
2 11 11	Sup.	SLU-SLE	SLU	SLU-SLE
2 travi	Inf.	SLE	SLU	SLE
5 travi	Sup.	SLE	SLU	SLU
1 travi	Inf.	SLE	SLE	SLE
4 travi	Sup.	SLE	SLU-SLE	SLU-SLE

Si osserva, così, un importante aspetto nell'approccio progettuale delle tre norme:

- nelle norme '90 viene data grande importanza alla verifica di fessurazione, attesi i frequenti attacchi chimici (operati dagli agenti atmosferici e dal sale antigelo) cui le solette da ponte in c.a. sono sottoposte; dimensionata l'armatura con riferimento a tale stato limite, la verifica allo SLU è quasi sempre automaticamente soddisfatta;
- le norme '05 sembrano seguire una filosofia progettuale esattamente contrapposta, conferendo maggior rilievo alla verifica allo SLU;
- le norme '08 sembrano riequilibrare l'importanza relativa delle verifiche allo SLU e allo SLE, non attribuendo alcun ruolo dominante ad una delle due.

Ulteriori elementi utili al paragone degli effetti progettuali associati ai tre assetti normativi esaminati si ottengono andando a definire un rapporto di armatura complessivo

$$\rho = \frac{A_{sup} + A_{inf}}{A_c}$$
(2)

valutato a valle della progettazione delle armature di acciaio secondo i criteri tipici per le solette da ponte e descritti in precedenza. La Figura 8 mostra detto rapporto di armatura per le tre tipologie esecutive considerate e per le tre diverse normative. Si osserva che il recente D.M. 14.1.2008 comporta, rispetto alle normative precedenti, una significativa riduzione complessiva di armatura. Tale riduzione risulta, nei casi esaminati, compresa tra il 25% ed il 40% nei confronti dei valori ottenuti con le norme '90, compresa tra il 10% ed il 25% nei confronti di quelli ottenuti applicando le norme '05.

6. CONCLUSIONI

Le variazioni normative intervenute negli ultimi anni comportano, per le solette da ponte in c.a., modifiche nell'entità e nella geometria dei carichi stradali, nei coefficienti parziali delle azioni e dei materiali e nei limiti di apertura delle fessure. L'effetto complessivo di tali variazioni è valutabile solo a valle di una progettazione di dettaglio eseguita nel rispetto dei vari corpi normativi succedutisi nel recente passato.

Il confronto tra progettazioni eseguite nel rispetto dei vari corpi normativi permette di rilevare che, sebbene l'entità dei valori nominali delle caratteristiche della sollecitazione non risulti sostanzialmente diversa, l'evoluzione normativa comporta una progressiva, ma significativa, riduzione della quantità di armature metalliche necessaria.

Poiché, però, nella quasi totalità dei casi i dissesti e gli ammaloramenti associati alle opere d'arte stradali sono riconducibili ai fenomeni di ossidazione delle armature superiori delle solette, soggette all'azione aggressiva dei sali utilizzati all'estradosso dell'impalcato stradale per mitigare la formazione del ghiaccio, gli enti gestori potrebbero prendere in considerazione l'ipotesi di introdurre, nei capitolati di appalto, limitazioni più restrittive ai limiti di apertura delle fessure.

BIBLIOGRAFIA

- [1] D.M. 14.9.2005 (2005), Norme tecniche per le costruzioni.
- [2] D.M. 14.1.2008 (2008), Norme tecniche per le costruzioni.
- [3] D.M. 4.5.1990 (1990), Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali.
- [3] D.M. 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.
- [5] Occhiuzzi, A., Caterino, N. (2007), L'effetto dei nuovi carichi mobili introdotti dalle norme tecniche del 2005 sulle solette da ponte, Giornata AICAP - L'innovazione delle strutture in calcestruzzo nella tradizione della scienza e della tecnica. Sicurezza di costruzione e sicurezza di servizio, Salerno.

PASSANTE FERROVIARIO DI TORINO. STAZIONE DI PORTA SUSA

Giovanni Mario Cavallero¹, Andrea Danese², Paolo Maria Zanetti³

1 ITALFERR S.P.A.

2 ASTALDI S.p.A.

3 SEICO S.r.l. Servizi di Ingegneria e Consulenza

SOMMARIO

La memoria illustra il progetto della Stazione di Porta Susa che si inserisce nella realizzazione del complesso infrastrutturale del Nodo ferroviario di Torino, consentendo il recupero di estese aree urbane, per una riqualificazione ambientale proprio nel cuore della città, con l'insediamento di un grande asse attrezzato.

SUMMARY

The memorial explains the Porta Susa railway station's project, connecting the implementation of the infrastructural plant of the Turin's railway's junction, allowing the salvage of huge urban areas, heart of town, with the settlement of a large equipped axle.

1. PREMESSA

La sistemazione del "Nodo Ferroviario di Torino" (Fig. 1), attraverso la realizzazione della nuova linea passante tra le stazioni di TO-Lingotto e TO-Porta Susa ed il quadruplicamento in asse dei binari tra le stazioni di TO-Porta Susa e TO-Stura, comporta la realizzazione di un importante complesso infrastrutturale riconosciuto come esigenza fondamentale anche per una razionalizzazione del sistema viario di superficie.

Obiettivo primario di tale intervento è infatti quello dello spostamento del traffico ferroviario lento, della linea Modane e delle linee A.V., in galleria artificiale mediante l'abbassamento delle livellette e successivo ritombamento, da e per Milano.

L'area superficiale, sede dei vecchi binari, si rende quindi disponibile per una riqualificazione dell'ambiente urbano, proprio nel cuore di Torino, con l'insediamento di una grande arteria stradale di superficie ("spina") parallela al tracciato ferroviario sottostante (Fig. 2).







Figura 1

2. TRACCIATO E CARATTERISTICHE DELLA LINEA

Il tracciato della linea ferroviaria si sviluppa in un contesto urbano interessato, oltre che dalla presenza del fiume Dora, da una complessa viabilità di superficie in zone intensamente antropizzate.

Partendo dalla stazione di Porta Susa, con livelletta orizzontale, il tracciato ferroviario si sviluppa al disotto del tessuto urbano con pendenza del $12^{\circ}/_{oo}$ circa, sottopassando la viabilità di Piazza Statuto, dove interseca la linea 1 della metropolitana, Via Avet, Via Miglietti, l'importante nodo di Corso Regina Margherita e Via Don Bosco, per immergersi, infine, sotto il fiume Dora.

Sottopassato il fiume Dora con una struttura scatolare racchiusa tra una serie di paratie strutturali e paratie plastiche, si arriva alla "Fermata di Dora", a valle della quale la livelletta risale con pendenza di circa il 14 $^{\circ}/_{oo}$, verso Corso Grosseto, sottopassando Via Stradella e Via Breglio prima di arrivare alla Stazione di Rebaudengo.

Le opere ferroviarie di linea sono costituite essenzialmente da gallerie artificiali a singolo, doppio o triplice "fornice" su uno o due livelli, di cui i binari occupano sempre quello inferiore.

Dovendo garantire l'esercizio delle linee ferroviarie, le opere sono state suddivise in due macrofasi, realizzando prima la macrofase ovest, con il traffico ferroviario ancora in superficie e concentrato tutto nella zona est dell'intervento, in modo da rendere disponibili le aree ovest per la realizzazione delle gallerie.

Ultimata la macrofase ovest, il traffico viene instradato in galleria rendendo disponibili le aree est per il completamento del passante ferroviario.

3. QUADRO IDROGEOMORFOLOGICO

I terreni interessati dalle opere sono costituiti prevalentemente da una formazione a componente ghiaiosa in matrice sabbioso-limosa, fino ad una profondità variabile tra i 17 m e i 20 m dal piano campagna, e successivamente da un banco di sabbia e sabbie limose con intercalate lenti di limo più o meno sovraconsolidato, con ottime caratteristiche meccaniche (tab. 1).

La falda è posizionata mediamente a q. 225.00 m s.l.m., con valore di picco progettuale a q. 229.00 m s.l.m. rispetto alla quota di sistemazione superficiale variabile tra 248.00 m s.l.m. e 233.00 m s.l.m.

Terreno tipo	γ (kN/m ³)	φ (°)	c' (kN/m ²)	Ka	Кр	Ko
Ghiaie sabbio- limose	20	40	10	0.217	4.599	0.357
Sabbie e sabbie limose	20	35	10	0.271	3.69	0.426

Tabella 1 -Caratteristiche meccaniche dei terreni

Il notevole battente d'acqua, che nelle condizioni più critiche è di circa 18 m rispetto al fondo scavo, ha richiesto il consolidamento del terreno al piede delle paratie con la tecnica del jet-grouting, per assicurarne la stabilità, ma anche per minimizzare i risentimenti dello stesso.



4. LA STAZIONE DI PORTA SUSA

Opera di primaria importanza della linea è la stazione di Porta Susa che comprende il complesso delle strutture a servizio dei binari e quelle di collegamento con il fabbricato di stazione esterno anch'esso in costruzione, non oggetto della presente memoria. La sezione trasversale della galleria di stazione è a triplice fornice con misure parziali tra gli assi dei piedritti pari a 18.5 m, 17.8 m e 19.2 m, per una larghezza complessiva di 55.5 m. (Fig. 3).

La galleria alloggia le banchine per una lunghezza totale di 590 m, di cui 450 utili. (Figg. 4 e 5).

- I piedritti di sostegno della copertura sono costituiti da muri in c.a.o. lato ovest e da profilati metallici lato est, mentre i piedritti centrali sono costituiti da tre tipologie di opere
- serie di pilastri e travi in c.a.o.;
- strutture scatolari che accolgono, al loro interno, le scale fisse e mobili per i collegamenti verticali di stazione;
- edifíci tecnologici alle due estremità della stazione realizzati con strutture in c.a.o.

I collegamenti trasversali tra le varie banchine sono stati realizzati mediante sovrappassi pedonali in struttura mista acciaio calcestruzzo.



Figura 4 – Banchine della macrofase ovest

La copertura della galleria artificiale è stata realizzata con travi in c.a.p., con vincolo di semplice appoggio, e getto di completamento in opera.

Le fondazioni sono del tipo profondo su pali ϕ 1000 collegati da un solettone in c.a.o.

4.1 Tratto con pilastri e travi in c.a.o.

In questi tratti, l'impalcato di copertura è sostenuto da grandi travi a cassone, gettate in opera, di dimensioni esterne 4.70 m x 3.65 m con una cavità interna di 2.10 m x 2.75 m dove sono stati inseriti i canali dell'impianto di ventilazione (Fig. 6).

I pilastri in c.a.o., posti ad interasse di 11.15 m, con dimensioni allo spiccato di 2.60 m x 2.00 m e svasatura in sommità, sono fondati su un solettone in c.a.o. impostato su n° 8 pali di grande diametro ϕ 1000 per ogni pilastro.

INCIDENZA MATERIALI

PARTE D'OPERA	INCIDENZA (dN/m ³)		
Fondazioni	85		
Pilastri	115		
Travi	140		



Figura 6 – Tratto con travi e pilastri



Figura 5 – Fascio binari della macrofase ovest

4.2 Tratto con collegamenti verticali

PARTE D'OPERA Fondazione

Elevazione

I blocchi dei collegamenti verticali tra le banchine (q. 237.00 m s.l.m.) ed i sovrappassi pedonali (q. 243.00 m s.l.m.), alloggiati all'interno di strutture scatolari in c.a.o., sono costituiti da scale fisse, scale mobili e ascensori (Fig. 7).

Le pareti esterne degli scatolari, per un ingombro massimo allo spiccato di 4.67 m, presentano una carpenteria molto complessa con variazione di spessori (45÷100 cm), forature in corrispondenza di tutte le aperture di comunicazione e sagomature a seggiola per l'appoggio dell'impalcato di copertura e dei sovrappassi pedonali (fig. 8)

Le fondazioni sono sempre costituite da un solettone molto rigido, sostenuto da n° 28 pali ϕ 1000 per ogni blocco.



Figura 8 – Blocco di collegamenti verticali



Figura 7 - Sezione longitudinale del blocco di collegamento verticale

4.3 Tratto con edifici tecnologici

Alle due estremità di stazione, come già accennato, sono stati realizzati edifici tecnologici con strutture scatolari in c.a.o, a forma di parallelepipedo, aventi dimensioni massime allo spiccato di circa 66.00 m x 7.70 m, per un'altezza di 8.70 m, con un solaio di servizio intermedio a q. 241.85 m s.l.m.

Le pareti esterne hanno uno spessore di 1.00 m con una serie di forature di 2.00 m x 3.10 m ad interasse di 6.00 m e sono sagomate a seggiola nel tratto superiore onde alloggiare l'impalcato di copertura (Fig. 9).

Le fondazioni sono costituite da solettone in c.a.o., avente spessore di 80 cm, impostato su n° 46 pali ϕ 1000, per ogni edificio, disposti lungo le pareti esterne dello scatolare.

PARTE D'OPERA	INCIDENZA (dN/m ³)		
Fondazione	75		
Elevazione	75		



Figura 9 - Edificio tecnologico

4.4 Sovrappassi pedonali

La struttura dei sovrappassi è costituita, in prima fase, da due travi superiori in acciaio h=1250 mm collegate tra loro, con nodo di continuità, da trasversi a sezione composta a doppio T.

In seconda fase, sia alle travi principali superiori che ai trasversi viene solidarizzata, tramite pioli tipo Nelson, una soletta collaborante in c.a.o.

La sottostante struttura di calpestio risulta appesa, tramite pendoli alle due travi principali superiori.

I trasversi inferiori risultano vincolati a cerniera alle travi longitudinali inferiori che a loro volta, sono incernierate ai montanti terminali.

Sui traversi inferiori viene appoggiata una lamiera grecata collaborante con un getto di calcestruzzo di completamento (Fig. 10).

Le travi principali superiori, tramite due montanti terminali saldati poggiano su mensole aggettanti delle pareti dei corpi di collegamento (Fig. 11).



Figura 10 – Sovrappasso pedonale – sezione trasversale



Figura 11 - Sovrappasso pedonale

4.5 Impalcati

Gli impalcati della macrofase ovest sono costituiti da travi prefabbricate in c.a.p. e getto di completamento in opera, per uno spessore totale di 1.90 m, su una luce massima di 18.16 m (Fig. 12). Le travi accostate a doppio T con larghezza dell'ala superiore di 164 cm, larghezza dell'ala inferiore di 70 cm e spessore dell'anima di 20 cm, sono precompresse con n° 42 trefoli da 0.6" e solidarizzate con il getto in opera della soletta, di 28 cm di spessore, per il tramite di staffe fuoriuscenti dalle travi stesse (Fig. 13). Per gli impalcati della macrofase est, di luce 17.10 m e altezza totale di 1.25 m, sono stati adottati, invece, solettoni costituiti da travi prefabbricate accostate a T rovescio - larghezza dell'ala inferiore di 99 cm e spessore dell'anima di 25 cm - con blocchi di polistirolo di alleggerimento e getto in opera di completamento della soletta superiore. Le travi, precompresse con nº 26 trefoli da 0.6", sono sostenute, con vincolo di semplice appoggio, sulle strutture interne lato ovest e su una trave Vierendel di acciaio lungo il lato est di confine con la stazione esterna (Fig. 14).



Figura 12 – Varo travi in c.a.p.



Figura 13 – Sezione impalcato ovest



Figura 14 – Sezione impalcato est

4.6 Fasi costruttive

Al fine di consentire l'esercizio ferroviario, come già accennato, il lavoro è stato segmentato in due macrofasi.

La prima macrofase ha interessato le aree lato ovest mantenendo in esercizio la linea storica f.s. sulle aree est.

La delimitazione della aree di cantiere ovest è stata ottenuta mediante l'esecuzione di pannelli di paratia lungo Corso Inghilterra e tramite paratie di pali provvisionali ϕ 1000 all'interfaccia tra le due macrofasi. Tutte le lavorazioni, anche adiacenti ai binari, sono avvenute con le linee in esercizio.

Si è quindi proceduto allo sbancamento tra la quota del piano campagna (245.0 m s.l.m.) e la quota del fondo scavo (234.3 m s.l.m.), dalla quale sono stati eseguiti i pali di fondazione dei vari elementi strutturali di stazione (Fig. 15).

Si sono quindi susseguite le seguenti fasi esecutive:

- getto dei solettoni di fondazione;
- esecuzione del muro, a ridosso dei pannelli di paratia lungo Corso Inghilterra, a costituire la struttura di sostegno definitiva sul limite ovest dell'intervento;
- realizzazione dei grossi pilastri di banchina e delle relative travi scatolari su di essi insistenti (Figg. 16 e 17)
- posa in opera delle travi prefabbricate in c.a.p.;



Figura 15 - Sbancamento macrofase ovest



Figura 17 – Particolare pilastro in c.a.o.

- getto di completamento in opera degli impalcati;
- posa in opera dell'armamento e finiture di stazione.

Terminata la macrofase ovest e instradato il traffico ferroviario nella galleria realizzata, si procede, previa demolizione della paratia di pali provvisionali ϕ 1000, all'attuazione della macrofase est che viene realizzata in modo analogo alla macrofase ovest ovvero:

- paratia di sostegno sul lato est della stazione;
- sbancamento fino a fondo scavo ed esecuzione dei pali di fondazione;
- getto dei solettoni di fondazione e dei muri a ridosso della paratia est a costituire le strutture di sostegno definitive dello scavo sul limite est dell'intervento, ad eccezione del tratto confinante con la stazione esterna;
- realizzazione della pareti e delle solette dei corpi di collegamento;
- posa in opera e assemblaggio dei profilati metallici componenti la travatura Vierendel, di sostegno dell'impalcato;
- posa in opera delle travi prefabbricate in c.a.p. e getto di completamento in opera degli impalcati;
- posa in opera dell'armamento e finiture di stazione.



Figura 16 - Casseratura pilastri in c.a.o.



Figura 18 – Vista prospettica in corso d'opera

4.7 Analisi strutturali

Le analisi strutturali sono state eseguite facendo ricorso a modelli matematici calibrati in funzione della tipologia delle opere.

Gli impalcati, soggetti ad ingenti carichi di progetto – permanenti 30÷55 kN/mq e accidentali 20 kN/mq – sono sostenuti, lato ovest, come già accennato, da un muro a L in c.a.o. realizzato a ridosso di pannelli di paratia aventi spessore di 1.00 m a sostegno dello scavo (Fig. 19).

La paratia è chiamata, in prima fase, a sostenere lo scavo di cantiere e, in seconda fase, collabora con il muro per sostenere i carichi definitivi di progetto.

La paratia ed il muro sono stati discretizzati con elementi finiti collegati tramite elementi trave, reagenti solo a compressione, solidali ad una estremità con la paratia e vincolati al muro in modo da permettere lo scorrimento reciproco. Il blocco di fondazione è poggiato sul terreno con molle alla Winkler.



Figura 19 – Armatura in fondazione del muro a L



Figura 21 – Vista della struttura di sostegno

In seconda fase sono state condotte due analisi distinte. La prima in cui si assumono agenti solo la differenza di spinta, a riposo e attiva, in modo da ricavare le caratteristiche di sollecitazione e deformazione più gravose per la sola paratia, da aggiungersi a quelle derivanti dall'analisi di prima fase; l'altra, in cui agiscono le spinte a riposo, in modo da ricavare le caratteristiche di sollecitazione e deformazione più critiche per gli elementi interni (muro e banchina).



Figura 20 - Schema di calcolo-struttura di sostegno lato ovest



Figura 22 – Diagramma dei momenti nella paratia e nel muro

L'appoggio dell'impalcato, lato est, è costituito da una trave principale tipo Vierendel, sostenuta da colonne in acciaio HEM600 e controventata nel piano orizzontale da una travatura reticolare (HEA 200), per il contenimento degli spostamenti al di fuori del piano (Fig. 23).

I correnti superiori ed inferiori della trave Vierendel sono costituiti da profili composti rispettivamente HSH 600/560 e HSH 600/378.

Sul corrente superiore sono stati applicati i carichi verticali trasmessi dall'impalcato e i carichi orizzontali dovuti all'attrito dei vincoli.



Figura 23 – Schema della struttura di appoggio lato est



Figura 24 – Modello di calcolo trave scatolare

Per quanto riguarda le grandi travi scatolari interne in continuità con i pilastri svasati in sommità, è stato predisposto un modello matematico spaziale agli elementi finiti, a cui sono stati applicati tutti i carichi di progetto tenendo conto, in particolare, delle macrofasi costruttive. Nella prima fase – macrofase ovest – sono stati applicati i soli carichi trasmessi dall'impalcato ovest massimizzando gli effetti torsionali sulla struttura, mentre nella seconda fase – fase est – sono stati applicati i carichi trasmessi da tutti gli impalcati massimizzando gli effetti flessionali (Fig. 24).



Figura 25 – Armatura trave scatolare

Committente delle opere è la S.p.A. Rete Ferroviaria Italiana.

La Direzione Lavori è a cura di ITALFERR nella persona dell'Ing. G.M. Cavallero, Projet Manager Ing. E. Bianchini.

La realizzazione è a cura dell'ATI con ASTALDI S.p.A. Capogruppo mandataria sotto la direzione tecnica dell'ing. A. Danese.

Lo sviluppo di dettaglio del progetto strutturale è a cura della SEICO srl nella persona dell'ing. P.M. Zanetti.

Lo sviluppo di dettaglio del progetto geotecnico è a cura della S.G.S. s.r.l. nella persona dell'ing. Valter Capata.

FORMULA DI PROGETTO PER LA RESISTENZA AL TAGLIO DI TRAVI IN SFRC

Piero Colajanni, Antonino Recupero, Nino Spinella

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Messina

SOMMARIO

Viene proposto un modello fisico in grado di prevedere la resistenza a taglio di travi in calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio (SFRC) prive di armatura trasversale per taglio. La formulazione è basata sul consolidato Crack Sliding Model (CSM), proposto attraverso l'approccio plastico per la valutazione della resistenza di travi in cemento armato ordinario. Nel CSM si ipotizza che le fessure da taglio possano essere idealizzate come delle superfici di snervamento. Il CSM viene prima generalizzato per prevedere la resistenza delle travi tozze, quindi vengono nuovamente calibrati i fattori di efficienza per il SFRC, modificando il modello per tenere in debito conto la resistenza residua a trazione del calcestruzzo fibroso. La robustezza e l'affidabilità del modello proposto hanno permesso di introdurre alcune approssimazioni mediante le quali è stato definita una relazione analitica semplice ed in forma chiusa per il progetto o la verifica degli elementi strutturali in esame. La relazione viene infine validata su un ampio database di risultati sperimentali presenti in letteratura.

SUMMARY

In this paper a physical model, for the prediction of ultimate shear strength of steel fibers reinforced concrete (SFRC) beams is developed from the plastic Crack Sliding Model (CSM), based on the hypothesis that cracks can be transformed into yield lines. The effectiveness factors are re-evaluated for SFRC beams and some further developments are introduced in the CSM, taking into account the fundamental post cracking tensile strength contribute of SFRC. The proposed model is validate by a large set of tests collected in literature and some numerical analyses were carried out to show the influence of fibers on the beam failure mode.

1. INTRODUZIONE

In letteratura sono presenti diversi studi che mostrano come l'utilizzo di fibre di acciaio nella mistura incrementi notevolmente la capacità a taglio e la duttilità di travi in cemento armato prive di armatura trasversale.

Alcuni fra questi propongono l'estensione di relazioni note in letteratura per il calcolo della resistenza al taglio di travi in calcestruzzo ordinario, tenendo debitamente tenuto il conto contributo delle fibre per mezzo di un termine aggiuntivo. Il contributo è generalmente espresso in funzione della quantità di fibre utilizzate, nonché delle loro caratteristiche geometriche e meccaniche. Le proprietà sono espresse attraverso un parametro adimensionale noto come fattore fibra $F = \beta V_f(l_\ell/d_f)$, dove β è il fattore di aderenza fibra-matrice; V_f rappresenta la percentuale geometrica di fibra; ed infine l_{ℓ}/d_f è il rapporto d'aspetto, definito come il rapporto tra la lunghezza ed il diametro della fibra. Successivamente la capacità a taglio delle travi in calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio viene espressa in funzione dei parametri geometrici e meccanici per mezzo di coefficienti di natura sperimentale, ottenendo così delle formulazioni di natura semi-empirica, tarate su determinati set di prove sperimentali. Ne segue che la validità delle semplici relazioni ottenute rimane confinata all'interno dei limitati campi di variazione dei singoli parametri in gioco investigati.

Un approccio alternativo a quello semi-sperimentale è quello meccanico fondato sulla teoria della plasticità, sulla quale si basano diversi modelli fisici proposti per valutare la resistenza al taglio di elementi in cemento armato [2], peraltro suggeriti da diverse normative.

La teoria classica della plasticità prevede il meccanismo fondamentale di collasso per travi prive di staffe e soggette ad azioni trasversali, assumendo che il campo di compressione trasferisca il carico agente dal suo punto di applicazione direttamente all'appoggio, seguendo i criteri di snervamento assunti per il materiale. Tale meccanismo è definito come soluzione plastica comune. Tuttavia, studi recenti concernenti l'azione del taglio su elementi in cemento armato [1,3] hanno evidenziato il ruolo decisivo delle deformazioni tangenziali che si sviluppano lungo le fessure da taglio, le quali possono ritardare o anche impedire la formazione della biella compressa di calcestruzzo tra le piastre di supporto e la zona di applicazione del carico. Gli scorrimenti lungo le fessure da taglio, infatti, indeboliscono il campo di compressione e possono indurre la formazione di una fessura critica per taglio che si origina in una generica sezione compresa nella luce di taglio (a) e non necessariamente in corrispondenza dell'appoggio. Tale meccanismo di collasso è tipico delle travi con un rapporto tra la luce di taglio e l'altezza utile della sezione (d) maggiore di $2\div 2.5$ ed è alla base del modello plastico noto come Crack Sliding Model (CSM) proposto da Zhang [1].

In questo lavoro vengono dapprima apportate alcune significative modifiche alla formulazione originale del CSM in modo da generalizzare il modello anche al caso di travi tozze $(a/d < 2 \div 2.5)$. Quindi, nel prevedere la resistenza ultima a taglio, viene introdotto il contributo fondamentale fornito dal calcestruzzo fibroso in trazione nella fase fessurata, il quale tende a ridurre l'apertura delle fessure e la loro spaziatura. Inoltre, viene tenuto in conto che, per le travi in calcestruzzo fibrorinforzato, la presenza delle fibre si mostra abile nel contenere gli scorrimenti relativi tra due lembi di un'apertura. Il modello proposto, nel seguito indicato con l'acronimo CSMf, viene verificato su un ampio database di test presenti in letteratura, dimostrandosi affidabile nella stima della capacità

a taglio.

Introducendo alcune approssimazioni nelle equazioni alla base del CSMf, si ottiene poi una semplice formula analitica, di facile e diretto impiego per il progetto o la verifica delle travi in SFRC senza staffe, la quale fornisce risultati prossimi a quelli ottenuti con il CSMf.

2. CRACK SLIDING MODEL

Nell'ambito della teoria della plasticità il comportamento costitutivo del calcestruzzo è assunto rigido-plastico ed obbedisce al criterio di rottura di Coulomb modificato secondo le leggi dello scorrimento plastico associato [2]. Nel CSM, le barre di armatura longitudinale sono trattate alla stregua di cavi, in grado di resistere alle solo forze agenti secondo la direzione assiale della barra stessa, seguendo un legame rigido-plastico con tensione di snervamento f_y .

In corrispondenza delle condizioni di incipiente collasso, il calcestruzzo fessurato risulta soggetto alle contemporanee tensioni di trazione e compressione, le quali agiscono secondo delle direzioni fra loro ortogonali. Conseguentemente, la resistenza effettiva in compressione del calcestruzzo risulta notevolmente inferiore a quella valutata mediante una prova standard in regime monoassiale. Tale circostanza è evidenziata nei diversi modelli analitici proposti in letteratura per valutare il comportamento non lineare di elementi in cemento armato soggetti a diverse condizioni di carico, come per esempio la teoria del campo di compressione modificata (MCFT) [4].

Nell'ambito della teoria della plasticità la resistenza efficace in compressione $f_{c,ef}$ è valutata in funzione di quella ottenuta in regime puramente monoassiale f_c per mezzo di un coefficiente di efficienza inferiore all'unità $f_{c,ef} = v_c f_c$, valutabile come segue [2]:

$$v_{c} = \left(0.35 / \sqrt{f_{c}}\right) \left[0.27 \left(1 + 1 / \sqrt{h}\right)\right] \left(0.15r + 0.58\right) \times (1)$$

$$\times \left[1.0 + 0.17 \left(a / h - 2.6\right)^{2}\right]$$



Figura 1 - Tipico quadro fessurativo in una trave priva di armatura a taglio

con *h*= altezza totale della sezione trasversale; $r = 100A_{s}/bh$ percentuale geometrica di armatura longitudinale. L'Equazione (1) mette in evidenza la dipendenza di v_c dal rapporto tra la luce di taglio e l'altezza della sezione (*a/h*). Tale dipendenza viene motivata da Zhang proprio nel CSM mediante un modello fisico.

La Figura 1 illustra schematicamente un tipico quadro fessurativo all'incipiente collasso di una trave in cemento armato priva di staffe e soggetta a due carichi concentrati e simmetrici.

Al crescere del carico le fessure cominciano a svilupparsi verticalmente nelle sezioni caratterizzate da momento costante. Nella parte di trave sollecitata anche a taglio, generalmente la prima fessura si diparte dall'intradosso dell'elemento in una sezione prossima a quelle soggette a sola flessione. Aumentando il carico le fessure successive che si formano lungo la luce di taglio si staccano dal punto di applicazione del carico propagandosi sino al corrente teso o all'appoggio secondo una traiettoria caratterizzata da una precisa pendenza. Lo sviluppo di tali fessure diagonali cessa ad un certo livello di carico, in corrispondenza del quale l'ultima fessura diagonale, detta fessura diagonale critica, si propaga in modo fragile lungo l'intera altezza della trave.

In tale stadio di funzionamento la resistenza allo scorrimento lungo una fessura è notevolmente ridotta, se comparata a quella del calcestruzzo integro. Il carico necessario a sviluppare una rottura per scorrimento sarà tanto maggiore, quanto più la sezione in corrispondenza della quale la superficie di scorrimento si propaga fino al corrente teso si allontana dal supporto. Viene raggiunto il valore massimo di resistenza per la sezione corrispondente al punto di applicazione del carico, come indicato schematicamente dalla curva che rappresenta la capacità a taglio in Figura 1.

Il CSM assume che nella sezione in cui il carico di fessurazione eguaglia la capacità a taglio della trave $(P_{cr}=P_u)$, la fessura possa evolvere in una superficie di snervamento e si abbia la rottura per taglio (Figura 1).

Come illustrato in Figura 1, quando la fessura si forma alla destra del punto di intersezione delle due curve, il carico di fessurazione è più basso della capacità a taglio della trave, e la fessura che si è sviluppata in quella sezione possiede delle riserve di resistenza allo scorrimento per cui non è quella critica.

Viceversa, considerando una sezione localizzata alla sinistra del punto d'intersezione delle due curve, la capacità a taglio dell'elemento risulta inferiore al carico di fessurazione e il collasso per taglio non può verificarsi proprio perché nessuna fessura diagonale critica può formarsi in quella sezione. In definitiva solo nella sezione in cui i due valori di carico (di fessurazione e di capacità a taglio) sono eguali, è possibile che si abbia la rottura come conseguenza della h formazione di una fessura diagonale critica.

Le due curve non si intersecano quando il carico di fessurazione si mantiene inferiore alla capacità a taglio dell'elemento lungo l'intera luce di taglio. In tal caso il carico di rottura coincide con la soluzione plastica comune.



Figura 2 - Meccanismo di rottura per taglio secondo una superficie di snervamento piana



Figura 3 - Distribuzione della tensione di trazione assunta nel CSM lungo una fessura semi-circolare

Nel CSM il meccanismo di collasso assunto è quello schematicamente illustrato in Figura 2, dove la superficie di fessurazione critica è ipotizzata piana e si origina in corrispondenza di una generica sezione interna della luce di taglio, estendendosi fino alla zona di applicazione del carico.

L'applicazione del teorema cinematico dell'analisi limite consente di scrivere la seguente equazione che eguaglia il lavoro interno a quello esterno $W_i=W_e$:

$$\frac{1}{2}f_{c,ef}b(1-\sin\alpha)\frac{h}{\sin\beta}u = P_u u \tag{2}$$

$$\tau_u = \frac{P_u}{bh} = \frac{1}{2} f_{c,ef} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{a-x}{h}\right)^2} - \frac{a-x}{h} \right]$$
(3)

con *b*= larghezza della sezione trasversale della trave; $\alpha = (90^{\circ} - \beta)$, cot $\beta = (a-x)/h$ e τ_u la tensione tangenziale media al collasso.

Per definire la curva che rappresenta il valore del carico di prima fessurazione lungo la luce di taglio, si consideri una porzione di trave delimitata da una fessura semi-circolare (Fig. 3). L'equazione di equilibrio alla rotazione scritta rispetto al polo *A* assumendo che la resistenza efficace a trazione del materiale sia costante lungo la fessura ed uguale a $f_{i,ef5}$ fornisce la tensione tangenziale media in corrispondenza della prima fessurazione τ_{cr} :

$$\tau_{cr} = \frac{P_{cr}}{bh} = \frac{1}{2} f_{t,ef} \frac{1 + \left[\left(a - x \right) / h \right]^2}{a / h}$$
(4)

con la resistenza efficace a trazione del calcestruzzo espresso come $f_{t,ef} = 0.156 f_c^{2/3} (h/0.01)^{-0.3}$.

Introducendo questo nuovo concetto, Zhang ha eliminato la dipendenza di v_c dal rapporto tra la luce di taglio e l'altezza della sezione, suggerendo inoltre di valutare il fattore di efficienza in compressione come il prodotto di due termini:

$$v_c = v_s v_0 = v_s \frac{0.56}{\sqrt{f_c}} \Big[0.27 \Big(1 + 1/\sqrt{h} \Big) \Big] \Big(0.15r + 0.58 \Big) (5)$$

dove $v_s = 0.50$ è il fattore di riduzione allo scorrimento necessario a tenere conto della ridotta coesione del calcestruzzo fessurato quando la superficie di snervamento segue l'andamento delle fessure diagonali o comunque le attraversa, v_0 è invece in parte uguale all'espressione empirica ottenuta nella soluzione plastica comune [2]. E' altresì interessante osservare che nel recente modello del campo di tensione disturbato (DSFM), ovvero l'estensione della MCFT, è stato introdotto un analogo coefficiente per tenere conto proprio dell'influenza degli scorrimenti lungo le fessure sull'intensità del campo di tensione compresso [5].

2.1 Il contributo dell'effetto arco

Il CSM è un modello meccanico nato per valutare la capacità a taglio delle travi in cemento armato prive di staffe, il cui meccanismo di crisi è caratterizzato da rottura per tensione diagonale. Ciò equivale a considerare certamente travi snelle ($a/h > 2 \div 2.5$) nelle quali il meccanismo resistente a trave è quello che fornisce il contributo prevalente alla resistenza a taglio dell'elemento. Pertanto, lo stesso Zhang ha validato il modello su un ampio database di dati collezionati in letteratura con rapporti tra luce di taglio ed altezza della sezione maggiori di 2.

In Figura 4 è rappresentata la capacità flessionale relativa (M_u/M_{fl}) di una trave in cemento armato in funzione del rapporto tra la luce di taglio e l'altezza utile della sezione (a/d). La capacità nominale a flessione è calcolata come suggerito dall'ACI [6]:

$$M_{fl} = bd^2 \rho f_y \Big[1 - (\rho f_y) / (1.7f_c) \Big]$$
(6)

con f_y = resistenza allo snervamento dell'acciaio d'armatura e ρ = percentuale geometrica di armatura longitudinale.

Il momento ultimo M_u è calcolato rispettivamente con il CSM e la nota formulazione proposta da Russo et al. [7] per travi in calcestruzzo ordinario.



Figura 4 - Capacità flessionale relativa valutata con il CSM ed il modello di Russo et al [7]

Il modello di Russo et al., di natura semi-sperimentale, è in grado di valutare i contributi alla resistenza a taglio della trave dei meccanismi resistenti sia a trave che ad arco nell'intero range di valori di a/d. La curva ottenuta con il CSM è in ottimo accordo con i risultati previsti dal modello di Russo et al. almeno per valori di a/d maggiori di $2\div 2.5$, mentre se ne discosta notevolmente quando il rapporto a/d è inferiore a $2\div 2.5$ proprio perché non è in grado di tenere conto del meccanismo resistente ad arco.

Al fine di generalizzare il modello originariamente proposto da Zhang anche al caso delle travi tozze, il CSM è qui modificato introducendo nell'espressione del fattore di efficienza in compressione (5) per le travi corte un termine aggiuntivo $[1.0+0.17(a/h-2.6)^2]$ che assume valore diverso dall'unità solo per a/h > 2.6

L'incremento di accuratezza ottenuto introducendo tale modifica nel CSM è mostrato in Figura 4, dove è evidente l'incremento di capacità flessionale relativa prevista per le travi tozze $(a/d < 2 \div 2.5)$.

3. ESTENSIONE DEL CSM AL CASO DI TRAVI IN SFRC

Il comportamento costitutivo del SFRC è diverso da quello del calcestruzzo ordinario, poiché a parità di resistenza è presente una consistente duttilità che caratterizza i rami postpicco dei legami costitutivi in compressione, trazione e taglio diretto. Tale caratteristica fa si che le proprietà costitutive del calcestruzzo fibroso siano meglio rappresentate dal modello costitutivo rigido-plastico, alla base della teoria della plasticità, rispetto a quelle tipiche del calcestruzzo ordinario. Inoltre, la presenza delle fibre immerse nella matrice cementizia induce una riduzione degli scorrimenti lungo le fessure rispetto alle analoghe deformazioni osservate nelle travi in calcestruzzo ordinario. Per estendere la formulazione del CSM al caso di travi in SFRC, la problematica più importante da risolvere riguarda l'impiego di adeguate leggi costitutive sia in compressione che trazione.

Per quanto concerne il comportamento in compressione del calcestruzzo fibroso, il parametro principale da valutare è la resistenza efficace $f_{c,ef5}$ strettamente legata al corrispondente valore cilindrico f_c dal coefficiente di efficienza v_{c5} il quale tiene conto della limitata resistenza allo scorrimento e della duttilità del materiale. In letteratura non sono note espressioni consolidate del coefficiente di efficienza in compressione per il calcestruzzo fibroso [2]. Certamente, per quanto detto in precedenza sul comportamento costitutivo del SFRC, è lecito aspettarsi un valore più vicino all'unità rispetto a quello del calcestruzzo ordinario.

Il calcestruzzo fibroso possiede una resistenza residua a trazione che gioca un ruolo importante nel meccanismo di rottura per taglio di una trave. Per tenerne conto nel modello plastico oggetto del presente lavoro, si è preso in considerazione il legame costitutivo analitico per calcestruzzo fibroso in trazione diretta proposto da Foster et al. [8], definito come Variable Engagement Model (VEM06), al fine di valutare la resistenza efficace in trazione del composito ($f_{t,ef} = v_{ff}$).

La legge costitutiva ottenuta mediante il VEM06 è espressa in termini di tensione di trazione ed apertura della fessura (w), ed è valutata come la semplice somma del contributo distinto di matrice e fibre:

$$\sigma_{cf}(w) = \sigma_{c}(w) + \sigma_{f}(w) \tag{7}$$

Le fibre vengono assunte meccanicamente ancorate alla matrice e, affinché comincino a trasferire tensioni di trazione (ovvero siano "ingaggiate"), è necessario che si verifichino degli scorrimenti relativi tra matrice e fibre. Si definisce lunghezza di "ingaggio" $w_e = \alpha tan\theta$ quel valore di apertura della fessura in corrispondenza del quale la fibra comincia effettivamente a contribuire al trasferimento delle tensioni di trazione tra le due parti della matrice, dove $\alpha = d_f 3.5$ è un parametro caratteristico del materiale e θ rappresenta l'inclinazione della fibra rispetto al piano della fessura.

Quando w è maggiore o uguale a w_e la forza nella singola fibra è $P_{f} = \pi d_f \tau_f (la-w)$, con l_a = lunghezza di incastro della fibra e τ_f = tensione di aderenza media tra fibra e matrice misurata lungo la porzione di fibra interna alla matrice (l_a-w) . Per mezzo di una semplice operazione di integrazione dell'espressione della forza nella singola fibra, P_f , su un piano di area unitaria, la tensione trasferita dalle fibre attraverso la fessura si scrive come segue:

$$\sigma_f(w) = f_t \Big[K_f(w) F_\tau \Big]$$
(8)

$$F_{\tau} = \beta_{\tau} V_f \left(l_f / d_f \right) \quad \text{con} \qquad \beta_{\tau} = \tau_f / f_t \qquad (9)$$

$$K_f(w) = \frac{\tan^{-1}(w/\alpha)}{\pi} \left(1 - \frac{2w}{l_f}\right)^2$$
 10)

essendo F_{τ} un parametro analogo al fattore fibra e $K_f(w)$ il fattore globale di orientamento che dipende da w.

Per calcolare l'opportuno valore di tensione di trazione residua del calcestruzzo fibroso in corrispondenza della crisi per taglio della trave, il contributo alla resistenza a trazione della matrice, $\sigma_c(w)$, è valutato mediante una legge lineare [5], nella quale l'energia di frattura del calcestruzzo ordinario è calcolata come riportato in Marti et al. [9].

Come è evidente nell'Equazione (7), la tensione trasferita dal composito matrice-fibre dipende dall'apertura della fessura da taglio al collasso (w_m). Casanova e Rossi [10], sulla base dei risultati ottenuti da una campagna sperimentale su travi in calcestruzzo fibroso, hanno proposto di valutare w_m come il prodotto tra l'altezza della trave (h) e la deformazione dell'armatura longitudinale (ε_s). Assumendo un valore limite per $\varepsilon_s = 1\%$, l'apertura della fessura da taglio al collasso risulta uguale a h/100. Una volta nota w_m , è possibile valutare la tensione di trazione trasferita dal composito attraverso la (7).

4. VALIDAZIONE DEL MODELLO PROPOSTO (CSMF)

Le significative modifiche introdotte nella formulazione originale del CSM, sia per tenere conto del contributo dell'effetto arco alla resistenza al taglio che della presenza delle fibre nella mistura del materiale, hanno portato alla definizione di un modello teorico generale (CSMf) per il calcolo della resistenza al taglio di travi prive di armatura trasversale in SFRC.

Al fine di validare il modello proposto, è stato collezionato un ampio database di risultati di prove sperimentali su travi a sezione rettangolare in calcestruzzo fibroso riportati in letteratura [11].

Tutti gli elementi inseriti nel database hanno mostrato una crisi per taglio. Inoltre, tutti i parametri meccanici e geometrici variano all'interno di ampi intervalli: il rapporto d'aspetto tra 40 e 133, la percentuale volumetrica di fibra tra 0.25 e 2, l'altezza della sezione trasversale tra 150 e 700 mm ed, infine, il rapporto tra luce di taglio e altezza utile della sezione tra 1.0 e 3.5.

I dati sono stati dapprima suddivisi in due gruppi in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo, in modo da diversificare i risultati ottenuti successivamente col modello per calcestruzzi di normale ed alta resistenza.

In Figura 5 sono riportati i confronti tra i risultati osservati e quelli ottenuti con il modello proposto riportando, inoltre, il valore medio e del Coefficiente di Variazione (COV) dell'errore. L'errore è calcolato come il rapporto tra la tensione tangenziale ultima ottenuta per via sperimentale e il corrispondente valore ottenuto numericamente.

Per i confronti di Figura 5, sono stati impiegati due differenti valori del fattore di scorrimento per il calcestruzzo fibroso (v_{sf}): il primo (Figg. 5a,b) è uguale al valore proposto da Zhang per travi in armato ordinario (0.50); il secondo (Figg. 5c,d) è stato posto pari a 0.82. Adottando $v_{sf} = 0.50$ si ottengono delle stime di tensione tangenziale ultima assai conservative sia per calcestruzzi di normale che di alta resistenza, assieme ad elevati valori del COV.



Figura 5 - Confronto tra i risultati sperimentali ed analitici ottenuti per le travi in calcestruzzo fibroso (CSMf)

Viceversa, assumendo $v_{sf} = 0.82$, il CSMf fornisce una stima accurata della capacità a taglio delle travi analizzate, con un valore medio dell'errore praticamente pari ad 1 ed un basso valore del COV, in particolare per calcestruzzi ad alta resistenza. La scelta di un valore del fattore di scorrimento maggiore rispetto a quello impiegato originariamente per calcestruzzo ordinario, trova una valida spiegazione nella capacità delle fibre presenti nella mistura a contenere gli scorrimenti di taglio lungo le fessure.

Infine, sulla base di quanto suggerito da Voo et al. [12], si sono assunti dei coefficienti di efficienza in compressione e trazione pari al valore costante di 0.80. In Figg. 5e,f si osserva come tale valore, peraltro indipendente dalle proprietà meccaniche e geometriche dell'elemento strutturale, porti a sovrastimare anche notevolmente i risultati sperimentali.



Figura 6 - Confronto numerico-sperimentale tra le varie formulazioni per la valutazione della capacità a taglio di travi in SFRC

Un ulteriore confronto è stato eseguito tra il CSMf ed i modelli più noti proposti in letteratura per stimare la resistenza a taglio di travi in SFRC prive di staffe [13-20].

La Figura 6 mostra come con il modello proposto si ottengano le migliori stime di tensione tangenziale ultima per elementi gettati con calcestruzzi di qualunque resistenza. In particolare, solo tre modelli tra quelli presi ad esame per il confronto sono abili nel fornire una buona stima della resistenza a taglio. La relazione suggerita da Narayanan and Darwish [15] (ND87) è meno conservativa del CSMf nel caso di travi in SFRC di normale resistenza. Invece per elementi realizzati con calcestruzzo di elevata resistenza, i modelli di Kwak et al. [20] (KEKK02) e Campione et al. [16] (CLP06) prevedono con buona accuratezza la capacità a taglio.

5. FORMULA DI PROGETTO

Il modello meccanico proposto (CSMf) per la valutazione della resistenza al taglio di travi in SFRC, fondato sulle solide basi della teoria della plasticità e su affidabili leggi analitiche proposte al fine di prevedere adeguatamente il comportamento costitutivo del calcestruzzo fibroso, si è dimostrato robusto ed affidabile nello stimare la capacità a taglio di travi in SFRC prive di staffe e con caratteristiche meccaniche e geometriche assai variabili.

Il CSMf fornisce la posizione della sezione trasversale in cui si forma la fessura diagonale critica, valutata rispetto all'intradosso della trave, semplicemente eguagliando le espressioni analitiche della capacità a taglio (3) e del carico di prima fessurazione (4). Tale equazione può essere risolta numericamente con l'aiuto di un foglio di calcolo, convergendo molto velocemente.

Tuttavia, il calcolo può essere ulteriormente semplificato se l'espressione della capacità a taglio (4) viene sostituita con la seguente approssimazione:

$$\tau_u = 2 \frac{\tau_c}{\left(a - x\right)/h} \tag{11}$$

dove $\tau_c = K \nu_0 f_c$ rappresenta la capacità portante valutata per a/h=2, mentre K è un coefficiente di natura empirica che vale 0.059 per travi in cemento armato ordinario [2]. Per le travi in calcestruzzo fibroso il coefficiente K è stato opportunamente ricalibrato mediante delle analisi numeriche ed assunto uguale a 0.110.

Se adesso si sfrutta la (11) in luogo della (3) per calcolare la capacità a taglio della trave e la si eguaglia ancora alla (4) per valutare la posizione della fessura critica, si ottiene una semplice equazione algebrica nell'incognita (a-x)/h:

$$\left(\frac{a-x}{h}\right)^3 + \frac{a-x}{h} + q = 0 \tag{12}$$

con $q = -4(\tau_c/f_{t,el})(a/h) < 0$. La soluzione della (12) può essere valutata in forma chiusa, e la posizione della fessura critica $(a-x_0)/h$ risulta eguale a:

$$\frac{a - x_0}{h} = \frac{\sqrt[3]{2} \left(\sqrt{12 + 81q^2} - 9q\right)^{2/3} - 2\sqrt[3]{3}}{\sqrt[3]{6^2} \left(\sqrt{12 + 81q^2} - 9q\right)^{1/3}}$$
(13)

A questo punto è sufficiente sostituire la (13) nella (12), per ottenere una relazione analitica semplice che consenta di valutare velocemente la tensione tangenziale ultima delle travi in SFRC prive di armatura trasversale:

$$\tau_u = 0.220 \nu_0 f_{cf} h / (a - x_0)$$
⁽¹⁴⁾

In Figura 7 è mostrato il confronto tra i risultati sperimentali e quelli ottenuti numericamente per mezzo della (14). La formula di progetto proposta è in grado di stimare con buona accuratezza il carico ultimo delle travi in calcestruzzo fibroso. I valori di media e COV risultano poco maggiori di quelli ottenuti per mezzo della versione "esatta" del CSMf.



Figura 7 - Confronto tra i risultati sperimentali ed analitici ottenuti per le travi in calcestruzzo fibroso (formula di progetto)

6. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stato proposto un modello meccanico in grado di valutare la resistenza al taglio di travi in calcestruzzo fibroso prive di armatura trasversale.

Il modello si basa sulla teoria della plasticità e prende spunto da studi effettuati su analoghi elementi strutturali in calcestruzzo ordinario. Il contributo delle fibre alla resistenza al taglio è stato tenuto in conto mediante delle leggi costitutive (VEM06) in grado di riprodurre adeguatamente la notevole resistenza a trazione residua del composito.

La resistenza efficace in compressione del calcestruzzo fibroso è stata valutata modificando il relativo coefficiente di efficienza ($v_{cf} = v_{sf} v_0$), dapprima per estendere il modello anche alle travi tozze e, successivamente, incrementando a 0.82 il fattore di scorrimento, v_{sf} , così da tenere conto della capacità delle fibre a contenere gli scorrimenti lungo le fessure.

Sulla base del modello proposto (CSMf), è stata ottenuta una relazione analitica in forma chiusa per il progetto o la verifica delle travi in SFRC prive di staffe. Il confronto con i risultati sperimentali ha mostrato come la formula proposta, nonostante le approssimazioni introdotte, sia affidabile nel prevedere il valore del carico ultimo e possa dunque essere facilmente impiegata da tecnici e progettisti del settore delle costruzioni.

BIBLIOGRAFIA

- ZHANG, J.-P. (1997). Diagonal cracking and shear strength of reinforced concrete beams. Magazine of Concrete Research (178), 55-65.
- [2] NIELSEN, M. P. (1999). *Limit analysis and concrete plasticity* (2nd ed.). Boca Raton Florida: CRC.
- [3] VECCHIO, F. J. (2000). Analysis of shear critical reinforced concrete beams. ACI Struct. J. (1), 102-110.

- [4] VECCHIO, F. J. AND M. P. COLLINS (1986). The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. ACI J.(2), 219-231.
- [5] VECCHIO, F. J. (2000). Disturbed stress field model for reinforced concrete: Formulation. ASCE J. Of Struct. Eng. (9), 1070-1077.
- [6] ACI (1983). Building code requirements for reinforced concrete (ACI318-83). Technical report, American Concrete Institute - Detroit - Michigan (USA).
- [7] RUSSO, G., G. ZINGONE, AND G. PULERI (1991). Flexure-shear interaction model for longitudinally reinforced beams. ACI Struct. J. (1), 66-68.
- [8] FOSTER, S. J., Y. L. VOO, AND K. T. CHONG (2006). FE analysis of steel fiber reinforced concrete beams failing in shear: Variable engagement model., ACI SP-237, 55-70.
- [9] MARTI, P., T. PFYL, V. SIGRIST, AND T. ULAGA (1999). Harmonized test procedures for steel fiberreinforced concrete. ACI Mat. J. (6), 676-685.
- [10] CASANOVA, P. AND P. ROSSI (1997). Analysis and design of steel fiber reinforced concrete beams. ACI Mat. J. (5), 595-602.
- [11] SPINELLA, N. (2008). Modelli per la risposta a taglio e flessione di travi in calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio. Tesi di Dottorato, Università di Messina, 2008.
- [12] VOO, Y. L., S. J. FOSTER, AND R. I. GILBERT (2003). Shear strength of fibre reinforced reactive powder concrete girders without stirrups. Technical report, School of Civil and Environmental Engineering -The University of New South Wales - Australia.
- [13] SHARMA, A. K. (1986). Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams. ACI J. (4), 624-628.
- [14] CAMPIONE, G., L. LA MENDOLA, AND M. PAPIA (2006). Shear strength of fiber reinforced beams with stirrups. Structural Engs and Mechs (1), 107-136.
- [15] NARAYANAN, R. AND I. Y. S. DARWISH (1987). Use of steel fibers as shear reinforcement. ACI Struct. J.(3), 2066-2079.
- [16] AL-TA'AN, S. A. AND J. R. AL-FEEL (1990). Evaluation of shear strength of fiber reinforced concrete beams. Cement and Concrete Composites 12, 87-94.
- [17] KHUNTIA, M., B. STOJADINOVIC, AND C. G. SUBHASH (1999). Shear strength of normal and highstrength fiber reinforced concrete beams without stirrups. ACI Struct. J. (2), 282-289.
- [18] IMAM, M., L. VANDEWALLE, AND F. MORTELMANS (1995). Shear moment analysis of reinforced high strength concrete beams containing steel fibres. Canadian J. of Civil Engineering 462-470.
- [19] ASHOUR, S. A., G. S. HASANAIN, AND F. F. WAFA (1992). Shear behaviour of high strength fiber reinforced concrete. ACI Struct. J. (2), 176-184.
- [20] KWAK, Y. K., M. O. EBERHARD, W. S. KIM, AND J. KIM (2002). Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups. ACI Struct. J. (4), 530-538.

SULL'UTILIZZO DELLE MACCHINE DI PROVA A COMPRESSIONE PER CALCESTRUZZI

Luca Corchia, Elio Lo Giudice, Margherita Maria Sacco

Dismat s.r.l., Canicattì, Agrigento

SOMMARIO

Nel presente lavoro vengono illustrati, in accordo con le normative di riferimento, i criteri per una adeguata scelta della macchina di prova per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo. In accordo alla EN 206-1 e alla EN 12390-4, vengono definiti i campi in cui è opportuno l'utilizzo delle macchine di prova in relazione alla loro portata e al loro campo di calibrazione. I requisiti per le macchine di prova stabiliti sembrano essere stati formulati affinché si determini con la precisione richiesta la tensione di rottura dei calcestruzzi appartenenti alle classi specificate nella EN 1992-1-1. Le macchine che soddisfano ai detti requisiti non sembrano, tuttavia, adeguate a determinare la resistenza a compressione di provini prelevati da strutture.

SUMMARY

In the present work the criteria for the appropriate choice of machine for materials testing for the determination of concrete strength are discussed. According to EN 206-1 and EN 12390-4, the intervals of an appropriate use of the testing machines are defined, according to the field of machine calibration. The requirements for testing machines seem should to be appropriate to determine the concrete strength belonging to the classes of strength specified in EN 1992-1-1, with required precision. However, the machines that meet those requirements do not seem appropriate to determine the strength compression of samples taken from the structures.

1. CLASSI DI RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO

Il compito storicamente affidato alle macchine è quello di qualificare i diversi materiali valutando alcuni dei parametri che caratterizzano il loro comportamento meccanico. È stato necessario, quindi, definire negli anni con opportune norme i parametri da misurare, le condizioni di prova, le forme dei provini. La casistica si è rapidamente arricchita per la diversità dei materiali da investigare e la varietà di condizioni in cui interessa provare il materiale.

Nel caso del calcestruzzo uno dei parametri più importanti per la sua caratterizzazione meccanica è la resistenza a compressione valutata mediante prova di compressione monoassiale.

Tabella 1 – Carichi di rottura in kN secondo le classi di resistenza definite dalla EN 206-1

Classe di	f_{cm}	Cubi	Cilindri	Carote	Carote
resistenza	[MPa]		φ150	φ 100	φ 70
C 8/10	-	-	-	-	-
C 12/15	20	450	353	133	65
C 16/20	24	540	424	160	79
C 20/25	28	630	495	187	92
C 25/30	33	743	583	220	108
C 30/37	38	855	671	254	124
C 35/45	43	968	759	287	141
C 40/50	48	1080	848	320	157
C 45/55	53	1193	936	354	173
C 50/60	58	1305	1024	387	190
C 55/67	63	1418	1113	420	206
C 60/75	68	1530	1201	454	222
C 70/85	78	1755	1378	520	255
C 80/95	88	1980	1554	587	288
C 90/105	98	2205	1731	654	321

Per la classificazione del calcestruzzo secondo la resistenza valutata su provini cilindrici o cubici a 28 giorni si fa riferimento al prospetto 7 della EN 206-1 [1]; essa definisce le classi di resistenza riportate in Tabella 1.

La normativa europea sulle costruzioni in calcestruzzo EN 1992-1-1 [2] recepisce le classi definite dalla EN 206-1, eccetto la C8/10 e riporta per la resistenza caratteristica la relazione seguente valida per tutte le classi di resistenza:

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \quad [MPa] \tag{1}$$

La resistenza cilindrica media f_{cm} relativa a ciascuna classe di resistenza è riportata in Tabella 1.

2. MACCHINE DI PROVA PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE

Il compito di valutare a quale delle classi sopra definite appartenga un calcestruzzo è affidato ai laboratori di prova ufficiali e autorizzati in accordo alla Circolare 346 del Servizio Tecnico Centrale [3]. Secondo le disposizioni della Circolare 346, il laboratorio autorizzato deve avere in dotazione almeno:

- una macchina con portata non inferiore a 3000 kN, in grado di garantire la classe 1 (errore minore o uguale all'1%) a partire da 300 kN;
- una macchina universale con portata non inferiore a 600 kN, in grado di garantire la classe 1 a partire da 30 kN.

Inoltre, in accordo alla successiva lettera N. 47744 del 6 luglio 2001 [4] il laboratorio dovrà essere provvisto anche di una macchina da 250 kN, di cui non vengono precisati, però, né la classe né il limite inferiore di calibrazione.
Per valutare la classe di appartenenza di un calcestruzzo, la macchina di compressione in dotazione ad un laboratorio dovrà soddisfare ai requisiti della EN 12390-4 [5].

Per garantire che la classe sia congruente con la risoluzione dell'indicatore di forza, deve essere stabilito un limite inferiore di calibrazione. La macchina sarà allora calibrata fra la sua portata massima P_{max} e un carico minimo pari a:

max
$$(F_v = a \cdot r; 0.20\% \cdot P_{max})$$

dove: a = 200 per macchine di classe 1 ed r è la risoluzione, determinata secondo la EN 12390-4.

Supponendo di avere una risoluzione tale che il limite di calibrazione sia inferiore a $F_{v,}$ il carico minimo per il quale può essere tarata la macchina sarà pari ad 1/5 della scala.

È, quindi, necessario, per poter misurare i carichi di rottura delle classi di resistenza più basse, che la macchina abbia più sistemi di calibrazione della forza e che il limite inferiore di calibrazione sia rispettato con ognuno dei sistemi di misurazione, o che venga verificata anche per carichi inferiori al 20% della sua portata, così come previsto dalla EN 12390-4, nel caso di macchine a scala unica.

2.1 Le macchine da 3000 kN e 600 kN

In Tabella 1 sono stati riportati i carichi di rottura di provini cilindrici e cubici valutati in relazione alla classe di resistenza. Nella stessa tabella sono stati riportati i valori dei carichi di rottura presunti su provini prelevati da strutture, di dimensioni usuali (carote ϕ 100 e ϕ 70). I carichi di rottura per i provini cubici e cilindrici sono stati valutati con f_{cm}; per i provini prelevati da strutture si è utilizzato il valore di 0.85 f_{cm}, facendo riferimento a quanto prescritto dal D.M. 2008 [6].

Operando, quindi, con una macchina di portata massima pari a 3000 kN, conforme alla Circolare n. 346 e alla EN 12390-4, si può misurare (con errore permesso dell'1%) un carico minimo di rottura compreso tra (300 ± 3) kN.

Tale carico è inferiore ai carichi di rottura dei provini cubici e cilindrici di classe C12/15, ma è superiore ai carichi di rottura delle carote. In Tabella 2 sono stati riportati i limiti di utilizzo della macchina da 3000 kN in classe 1. Osservando la Tabella 2, in rosso sono stati evidenziati i campi in cui la macchina potrebbe fornire un valore di carico non corretto, essendo al di fuori del campo in cui la stessa è verificata durante la calibrazione.

Tabella 2 – Non corretto utilizzo della macchina da 3000 kN per la determinazione della resistenza a compressione su carote

Classe di	f_{cm}	Cubi *	Cilindri	Carote	Carote
resistenza	[MPa]	Cubi .	φ150 *	φ100 *	φ 70 *
C 12/15	20	450	353	133	65
C 16/20	24	540	424	160	79
C 20/25	28	630	495	187	92
C 25/30	33	743	583	220	108
C 30/37	38	855	671	254	124
C 35/45	43	968	759	287	141
C 40/50	48	1080	848	320	157
C 45/55	53	1193	936	354	173
C 50/60	58	1305	1024	387	190
C 55/67	63	1418	1113	420	206
C 60/75	68	1530	1201	454	222
C 70/85	78	1755	1378	520	255
C 80/95	88	1980	1554	587	288
C 90/105	98	2205	1731	654	321

* Carichi espressi in kN

Ciò che è riportato in Tabella 2 è confermato dalla stessa norma EN 12390-4 sulle specifiche richieste riguardanti le macchine di prova per le quali si legge: "*I requisiti per le*

macchine di prova stabiliti nella presente norma sono stati formulati per soddisfare ai bisogni delle prove di compressione sui provini di calcestruzzo che sono specificate nella EN 206". In realtà, la macchina è in grado di valutare il carico dei provini, ma non quello delle carote di tutte le classi di resistenza; per la classe C12/15 il carico di rottura per un provino \u03c6 150 \u00e9 di 353 kN, al limite con le specifiche della macchina. Sempre dalla EN 12390-4 si legge: "Le macchine conformi alla presente norma possono essere utilizzate per altri impieghi, ma ciò deve essere attentamente valutato alla luce di prove individuali. Bisogna fare attenzione prima di utilizzare le macchine conformemente alla presente norma per prove di compressione su piccoli provini, per esempio quelli con dimensioni laterali significativamente minori di 100 mm". "Una preoccupazione è quella di determinare accuratamente il carico a rottura di provini piccoli o a bassa resistenza".

Per determinare, quindi, un carico di rottura inferiore al limite di calibrazione di 300 kN si deve fare ricorso necessariamente alla macchina di prova universale con portata non inferiore a 600 kN. In questo caso, come richiesto dalla Circolare n. 346, essendo la macchina in classe 1 a partire da 30 kN, si potranno valutare con essa i carichi di rottura nel caso di carote, indipendentemente dalla resistenza del calcestruzzo, come riportato in Tabella 3, in cui l'area del possibile utilizzo della macchina è riportata in verde.

Tabella 3 – Aree di utilizzo della macchina da 600 kN per carote

Classe di	f_{cm}	Cubi *	Cilindri	Carote	Carote
resistenza	[MPa]	Cubi *	φ150 *	φ 100 *	φ 70 *
C 12/15	20	450	353	133	65
C 16/20	24	540	424	160	79
C 20/25	28	630	495	187	92
C 25/30	33	743	583	220	108
C 30/37	38	855	671	254	124
C 35/45	43	968	759	287	141
C 40/50	48	1080	848	320	157
C 45/55	53	1193	936	354	173
C 50/60	58	1305	1024	387	190
C 55/67	63	1418	1113	420	206
C 60/75	68	1530	1201	454	222
C 70/85	78	1755	1378	520	255
C 80/95	88	1980	1554	587	288
C 90/105	98	2205	1731	654	321

* Carichi espressi in kN

2.2 Le macchine di portate diverse

Sempre con riferimento alla Circolare n. 346, che non limita la portata massima della macchina per le prove di compressione, la situazione diventa ancora più critica qualora si utilizzino, come permesso, macchine con portata superiore ma verificate sempre per 1/10 della portata massima. Nel caso in cui si utilizzi la macchina di prova da 4000 kN, le aree di un corretto utilizzo sono quelle di Tabella 4 ed il carico di rottura non può essere determinato per:

- provini cilindrici con diametro pari a 150 mm e classe di resistenza inferiore a C16/20;
- carote con diametro pari a 100 mm e classe di resistenza inferiore a C55/67;
- carote con diametro pari a 70 mm.

Nel caso in cui si utilizzi una macchina da 5000 kN, le aree di utilizzo sono quelle della Tabella 5 ed il carico di rottura non può essere determinato per:

- provini cubici con classe di resistenza pari a C12/15;
- provini cilindrici con diametro pari a 150 mm e classe di resistenza inferiore a C25/30;
- carote φ 100 di classe di resistenza inferiore a C70/85;
- tutte le carote con diametro pari a 70 mm.

Tabella 4 – Aree di utilizzo della macchina da 4000 kN

Classe di	f_{cm}	Cubi *	Cilindri	Carote	Carote
resistenza	[MPa]	Cubi	φ150 *	φ100 *	φ 70 *
C 12/15	20	450	353	133	65
C 16/20	24	540	424	160	79
C 20/25	28	630	495	187	92
C 25/30	33	743	583	220	108
C 30/37	38	855	671	254	124
C 35/45	43	968	759	287	141
C 40/50	48	1080	848	320	157
C 45/55	53	1193	936	354	173
C 50/60	58	1305	1024	387	190
C 55/67	63	1418	1113	420	206
C 60/75	68	1530	1201	454	222
C 70/85	78	1755	1378	520	255
C 80/95	88	1980	1554	587	288
C 90/105	98	2205	1731	654	321

* Carichi espressi in kN

Tabella 5 – Aree di utilizzo della macchina da 5000 kN

Classe di	f_{cm}	Cubi *	Cilindri	Carote	Carote
resistenza	[MPa]	Cubi	φ150 *	φ100 *	φ 70 *
C 12/15	20	450	353	133	65
C 16/20	24	540	424	160	79
C 20/25	28	630	495	187	92
C 25/30	33	743	583	220	108
C 30/37	38	855	671	254	124
C 35/45	43	968	759	287	141
C 40/50	48	1080	848	320	157
C 45/55	53	1193	936	354	173
C 50/60	58	1305	1024	387	190
C 55/67	63	1418	1113	420	206
C 60/75	68	1530	1201	454	222
C 70/85	78	1755	1378	520	255
C 80/95	88	1980	1554	587	288
C 90/105	98	2205	1731	654	321

* Carichi espressi in kN

Per completezza bisogna anche tener conto di macchine di portata inferiore presenti in genere in laboratori di stabilimenti di preconfezionamento di calcestruzzo. Le più usuali sono quelle con portata da 1500 kN e 2000 kN, per le quali si possono fare considerazioni simili. Le relative aree di utilizzo sono evidenziate rispettivamente nelle Tabelle 6 e 7.

2.3 La valutazione del modulo elastico del calcestruzzo

Come già detto al punto 2.1, con la macchina universale da 600 kN si riesce a valutare la resistenza a compressione di provini qualora le dimensioni diventassero piccole e i carichi di rottura scendessero al di sotto del limite inferiore per il quale la macchina da 3000 kN è calibrata, come nel caso delle carote (Tabella 3). Le capacità della macchina universale diventano, comunque, non idonee quando si considera la determinazione del modulo elastico secante (MES) anche su provini cilindrici \u03c6 150. Riferendosi alle limitazioni sulla tensione della UNI 6556 [7] sono stati ricavati i corrispondenti carichi riportati in Tabella 8. Per nessuna classe di resistenza andrebbe valutato il MES utilizzando la macchina di compressione conforme alla EN 12390-4 con portata di 3000 kN. In tabella si vede che le classi di resistenza C45/55 o superiori possono essere provate con la macchina universale da 600 kN (in verde). Le classi inferiori alla C45/55 andrebbero provate con una macchina di portata inferiore.

Addirittura i provini prelevati da struttura, secondo le dimensioni più usuali, non possono essere provati nemmeno con la macchina universale in dotazione ai laboratori ufficiali con portata da 600 kN, indipendentemente dalla classe di resistenza.

Tabella 6 – Aree di utilizzo della macchina da 1500 kN

Classe di	f_{cm}	Cubi *	Cilindri	Carote	Carote
resistenza	[MPa]	Cubi	φ150 *	φ 100 *	φ 70 *
C 12/15	20	450	353	133	65
C 16/20	24	540	424	160	79
C 20/25	28	630	495	187	92
C 25/30	33	743	583	220	108
C 30/37	38	855	671	254	124
C 35/45	43	968	759	287	141
C 40/50	48	1080	848	320	157
C 45/55	53	1193	936	354	173
C 50/60	58	1305	1024	387	190
C 55/67	63	1418	1113	420	206
C 60/75	68	1530	1201	454	222
C 70/85	78	1755	1378	520	255
C 80/95	88	1980	1554	587	288
C 90/105	98	2205	1731	654	321

* Carichi espressi in kN

Tabella 7 – Aree di utilizzo della macchina da 2000 kN

Classe di	f _{cm} [MPa]	Cubi *	Cilindri	Carote	Carote
C 12/15	20	450	φ150	ψ100	ψ /0
C 12/15	20	450		133	65
C 16/20	24	540	424	160	79
C 20/25	28	630	495	187	92
C 25/30	33	743	583	220	108
C 30/37	38	855	671	254	124
C 35/45	43	968	759	287	141
C 40/50	48	1080	848	320	157
C 45/55	53	1193	936	354	173
C 50/60	58	1305	1024	387	190
C 55/67	63	1418	1113	420	206
C 60/75	68	1530	1201	454	222
C 70/85	78	1755	1378	520	255
C 80/95	88	1980	1554	587	288
C 90/105	98	2205	1731	654	321

* Carichi espressi in kN

Bisogna, inoltre, considerare, che conformemente alla lettera n. 47744 del STC nel laboratorio di prove autorizzato sarà presente una macchina da 250 kN. Per essa non è specificata nessuna prestazione; ma supponendo che soddisfi alle specifiche della EN 12390-4 e che sia controllata in modo adeguato, con essa non sarebbe, in ogni caso, possibile effettuare prove né sui cilindri ϕ 150 di classe inferiore a C30/37 né sulle carote.

Tabella 8 – Aree di utilizzo della macchina da 600 kN (in verde) e di una macchina da 300 kN (in giallo) per la determinazione del modulo elastico secante

Classe di resistenza	\mathbf{f}_{cm}	Cilindri ø 150		Carote \u00f6 100		Carote \$ 70	
		P _{min} *	P _{max} *	P _{min} *	P _{max} *	P _{min} *	P _{max} *
C 12/15	20	12	118	4	44	2	22
C 16/20	24	14	141	5	53	3	26
C 20/25	28	16	165	6	62	3	31
C 25/30	33	19	194	7	73	4	36
C 30/37	38	22	224	8	85	4	41
C 35/45	43	25	253	10	96	5	47
C 40/50	48	28	283	11	107	5	52
C 45/55	53	31	312	12	118	6	58
C 50/60	58	34	341	13	129	6	63
C 55/67	63	37	371	14	140	7	69
C 60/75	68	40	400	15	151	7	74
C 70/85	78	46	459	17	173	9	85
C 80/95	88	52	518	20	196	10	96
C 90/105	98	58	577	22	218	11	107

* Carichi riportati in kN

Per valutare con una certa esattezza i carichi contemplati in Tabella 8 sarebbe necessaria una macchina da 300 kN, con la quale andrebbero valutati i valori di MES su:

- provini cilindrici \$\overline{150}\$ di classe inferiore a C40/50;
- tutte le carote indipendentemente dalla classe di resistenza del calcestruzzo.

Infine, dati i bassi carichi raggiunti dalle carote (Tabella 8), sembra necessario pensare di imporre un limite inferiore per il carico (ad esempio, $10\div15$ kN), valore limite per il quale la macchina andrebbe verificata. Le aree di utilizzo di una macchina con caratteristiche simili sono evidenziate in Tabella 8 in giallo.

3. CONCLUSIONI

Tutti i dati riportati nelle tabelle possono essere sintetizzati nei diagrammi di seguito riportati. In essi vengono mostrati i campi di un corretto utilizzo delle macchine da 3000 kN e da 600 kN per la determinazione della resistenza a compressione su provini di calcestruzzo. In Figura 1 sono riportati i carichi di rottura di cubi e cilindri ϕ 150 per le diverse classi di resistenza. Nel diagramma è riportato il limite inferiore di 300 kN per il quale la macchina di compressione di 3000 kN rientra in classe 1. Si vede che in questo caso la macchina è in grado di valutare con la precisione richiesta il carico di rottura.



Figura 1 – Utilizzo della macchina da 3000 kN per provini



Figura 2 - Utilizzo delle macchine da 3000 kN e 600 kN per carote

In Figura 2 sono riportati i carichi di rottura di carote con diametro da 100 e 70 mm. Nel diagramma sono stati riportati i limiti superiore ed inferiore del corretto utilizzo della macchina universale da 600 kN (in verde) ed il limite inferiore di carico per la macchina da 3000 kN (in rosso). Come si nota, per carote ϕ 100 aventi f_{cm} maggiore di 40 MPa è possibile l'uso di entrambe le macchine (area punteggiata in rosso), mentre negli altri casi è necessario usare la macchina da 600 kN.



Figura 3 –Utilizzo della macchina da 600 kN e di portata inferiore per la determinazione del MES

In Figura 3 sono riportati i carichi minimi per la determinazione del modulo elastico secante per provini cilindrici ϕ 150 e carote ϕ 100 e ϕ 70. È stato evidenziato anche il limite inferiore di carico che può essere correttamente letto con la macchina da 600 kN, che delimita il campo di utilizzo della macchina stessa. Come è evidente, con essa non è possibile determinare il modulo elastico su carote [8] e, per f_{cm} superiore a 50 MPa, anche su cilindri di diametro 150 mm. Sono riportate le aree in cui è possibile l'uso della macchina da 600 kN per la determinazione del MES (in verde) e l'area del possibile utilizzo (in giallo) di una macchina di portata inferiore (ad esempio, da 300 kN), verificata per un carico limite inferiore uguale ad un limite minimo fissato anche per la determinazione del MES.

BIBLIOGRAFIA

- [1] UNI EN 206-1 (2006) Calcestruzzo Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- [2] EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.
- [3] CIRCOLARE 14 dicembre 1999, n. 346/STC Legge 5 novembre 1971, n. 1086, art. 20 - Concessione ai laboratori per prove sui materiali da costruzione.
- [4] Lettera del STC n. 47744
- [5] UNI EN 12390-4 (2002) Prova sul calcestruzzo indurito - Resistenza alla compressione - Specifiche per macchine di prova.
- [6] D.M. 14-01-2008 Norme tecniche per le costruzioni.
- [7] UNI 6556 (1976) Prove sui calcestruzzi Determinazione del modulo elastico secante a compressione.
- [8] GALLO M., LO GIUDICE E., NAVARRA G., SACCO M. M. – (2006), Valutazione del modulo elastico secante e dinamico del calcestruzzo su strutture esistenti, *CRASC'06 – Crolli e affidabilità delle strutture civili,* Dario Flaccovio Editore, 945-957.

GLI EFFETTI STRUTTURALI DELLA CORROSIONE NELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO

Dario Coronelli

Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Strutturale

SOMMARIO

La memoria presenta l'analisi di strutture in calcestruzzo armato normale e precompresso degradate dalla corrosione delle armature. Nella prima parte vengono formulati i modelli per la resistenza a flessione e taglio di travi in calcestruzzo armato, basati sulla scelta della sezione resistente residua delle armature e del calcestruzzo, nel caso di attacco uniforme o localizzato. Per la flessione viene introdotta una modifica per considerare gli effetti del degrado dell'aderenza. L'approccio viene applicato alla verifica agli stati limite di una struttura industriale in avanzato degrado dovuto alla carbonatazione del calcestruzzo. Per le strutture precompresse gli effetti della corrosione sulla rottura a flessione e taglio vengono analizzati sulla base di prove sperimentali di laboratorio ed analisi nonlineari ad elementi finiti. Questi risultati sono infine confrontati con prove su una struttura reale di ponte con attacco da cloruri. Le conclusioni sottolineano l'importanza della verifica della resistenza delle strutture deteriorate ai fini della gestione della loro vita residua di servizio e della riparazione.

SUMMARY

This paper presents the analysis of reinforced concrete and prestressed concrete structures affected by corrosion of the reinforcement. First the models for the bending and shear strength of reinforced concrete beams are formulated on the basis of the choice of the residual reinforcement and concrete cross-section, for both uniform or pitting attack of the rebars. A modification is introduced to consider the bond deterioration effects in the bending strength. This approach is applied to the verification of an industrial structure with high corrosion damage caused by carbonation of the concrete. The analysis of corrosion effects on bending and shear strength for prestressed structures is analysed by test results and nonlinear finite element analysis. Finally, these results are compared to tests on a real structure affected by chloride attack. The conclusions underline the relevance of the strength verifications of deteriorated structures, for the management of the residual service life and of the repair works.

1. INTRODUZIONE

La corrosione delle strutture in calcestruzzo armato ed i relativi effetti strutturali sono stati oggetto di studio sperimentale e teorico ([1]; [2]). Il primo effetto della corrosione è la riduzione della sezione resistente delle armature. Oltre a questo è necessario considerare la riduzione della deformazione ultima dell'acciaio ([3-4]; [5]). Numerosi studi sperimentali e teorici hanno trattato il degrado dell'aderenza in presenza di corrosione delle armature ([6] [7] [8]), grazie ai quali è possibile stimare l'aderenza residua in funzione del livello di attacco e di confinamento dato dall'armatura trasversale e dal copriferro residui. Infine va considerato il danneggiamento del calcestruzzo per effetto della espansione degli ossidi attorno alle barre corrose.

Data la complessità dei fenomeni descritti, per studiare la risposta strutturale delle strutture corrose spesso sono stati privilegiati approcci numerici ([9] [10] [11]). Un approccio analitico è stato proposto da [12]; un semplice metodo di calcolo agli stati limite introdotto da [1] costituisce il punto di partenza di questo studio.

Per lo studio dei casi reali l'approccio che verrà qui illustrato è basato sulla misura della sezione residua dell'acciaio, e la scelta dei valori di questa grandezza usati nel calcolo. Per la resistenza a flessione e taglio vengono utilizzati semplici modelli calibrati su prove di laboratorio. La base della maggior parte degli studi sono state prove con corrosione artificiale accelerata, con alcune differenze rispetto alle condizioni reali nei processi di corrosione ed i loro effetti sulle armature. In letteratura sono disponibili pochi studi su travi corrose naturalmente [13] o con procedure accelerate della durata di alcune diecine di anni [3]. I modelli calibrati su prove sperimentali con corrosione accelerata andrebbero verificati su questo tipo di risultati, ma purtroppo i dati disponibili sono scarsi. Inoltre anche per la perdita di aderenza andrebbe considerata la differenza tra la corrosione artificiale e quella naturale, seppure le prove su campioni corrosi naturalmente siano praticamente inesistenti.

Gli effetti della corrosione sulle strutture precompresse sono stati studiati più recentemente [14]. I fenomeni corrosivi per l'acciaio armonico, oltre all'attacco da carbonatazione e cloruri simile a quello delle armature lente comprendono la rottura fragile dopo lo snervamento in presenza di corrosione localizzata, l'infragilimento da idrogeno e la corrosione sotto sforzo [15] [16]. Sono disponibili pochi studi di laboratorio su travi corrose artificialmente [17] [18] e con processo naturale [13]. Sono invece numerosi gli studi sulle condizioni di strutture esistenti, ma pochi ne trattano la risposta strutturale [19][20].

Nella prima parte di questa nota viene illustrato un semplice approccio di calcolo [21], sviluppato a partire da due precedenti formulazioni agli stati limite [1] [2], e tenendo conto di una recente proposta per considerare gli effetti del degrado dell'aderenza [22]. Nella seconda parte vengono descritti risultati sperimentali e teorici su strutture precompresse corrose ottenuti in un progetto di ricerca in collaborazione tra Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions - LMDC, Toulouse e Politecnico di Milano [23-27]. Nella parte finale viene mostrata l'applicazione del metodo di calcolo per strutture in calcestruzzo armato ordinario ad una struttura industriale esistente. Inoltre viene descritto un caso di studio di struttura precompressa deteriorata. Le conclusioni sottolineano l'importanza della verifica della resistenza delle strutture deteriorate ai fini della gestione della loro vita di servizio residua e della riparazione

2. RESISTENZA DI TRAVI IN CALCESTRUZZO ARMATO CORROSE

2.1 Sezione residua delle armature e proprietà dei materiali

Per valutare la resistenza di elementi strutturali corrosi è necessario determinare la sezione resistente residua delle armature. L'attacco causato dalla corrosione naturale delle strutture esistenti differisce da quello ottenuto nelle prove di laboratorio con corrosione accelerata artificialmente, sia per la durata dei fenomeni che per il tipo di prodotti di corrosione; anche la forma dell'attacco cambia e quindi la sezione resistente residua delle barre. Nella corrosione naturale la presenza di riduzioni localizzate della sezione è tipica dell'attacco da cloruri, mentre la corrosione da carbonatazione causa una riduzione più uniforme delle armature. Nella maggior parte delle prove di laboratorio il calcestruzzo è additivato di cloruri e la corrosione è spesso causata con l'esposizione del calcestruzzo a soluzioni con cloruri, oltre che con il passaggio di corrente elettrica. Pertanto la corrosione artificiale nella maggior parte degli studi in letteratura presenta un attacco non uniforme, con localizzazioni di diversa misura.

Nella modellazione è possibile considerare un valore medio della sezione media residua; in presenza di attacco localizzato è possibile considerare la massima perdita di sezione. É necessario osservare la morfologia dell'attacco e decidere quale scelta operare per stimare le sezioni residue resistenti. Nel seguito verranno confrontate entrambe le scelte.

La scelta della minima sezione residua potrebbe apparire troppo a favore di sicurezza, in quanto il massimo attacco potrebbe non trovarsi in corrispondenza del massimo effetto dei carichi; molto frequentemente però la corrosione concentra i suoi effetti proprio dove agiscono i valori massimi delle sollecitazioni, che causano danneggiamento e fessurazione del calcestruzzo [3-4].

Oltre alla riduzione della sezione resistente è necessario considerare la riduzione della deformazione ultima dell'acciaio. Il fenomeno è stato studiato in relazione all'attacco localizzato [3-5], definendo la dipendenza del massimo allungamento possibile in funzione del livello di corrosione. Il danneggiamento del calcestruzzo per effetto della fessurazione causata dall'espansione degli ossidi può essere quantificato sulla base di una stima dell'apertura di fessura [10]; approcci diversi sono proposti da [9] e [17]. Più semplicemente è possibile considerare in modo nominale il danneggiamento del calcestruzzo con la perdita del copriferro compresso nella flessione [2] e per la resistenza per taglio si considera anche la perdita del copriferro laterale; nel seguito verrà usato questo metodo. In modo analogo i distacchi e le delaminazioni del calcestruzzo osservati vengono considerati con riduzioni della sezione delle travi.

2.2 Resistenza per flessione e taglio

Il momento ultimo flessionale è calcolato dalla equazione :

$$M_R = A_s f_y z \tag{1}$$

con: z = braccio della coppia interna; $A_s =$ sezione residua dell'armatura; $f_y =$ resistenza allo snervamento dell'acciaio. La rottura avviene per il raggiungimento della massima deformazione dell'acciaio e/o del calcestruzzo in compressione. Il braccio z va determinato considerando il danneggiamento del calcestruzzo compresso e la perdita di deformazione ultima dell'acciaio.

La Fig. 1 mostra l'applicazione della Equazione (1) a due serie di travi provate in laboratorio [2], con due diverse percentuali di armatura (0.006 e 0.017 per serie 11 e 31). Le travi sono state corrose artificialmente e presentano corrosione su tutta la superficie con riduzioni di sezione localizzate. Questo studio sperimentale fornisce il valore dell'attacco medio delle armature ottenuta con misure gravimetriche dopo la demolizione delle travi e la profondità dei massimi attacchi localizzati, senza specificarne però la posizione. La corrosione ha causato anche danneggiamento del calcestruzzo in zona compressa.

Vengono fatte quattro scelte per la sezione residua:

- Sezione 1: calcestruzzo integro, riduzione uniforme della sezione delle armature (valore medio);
- Sezione 2: danneggiamento del calcestruzzo compresso, schematizzato con la perdita del copriferro superiore e riduzione uniforme della sezione delle armature (valore medio);
- Sezione 3: calcestruzzo integro, riduzione localizzata della sezione delle armature (valore minimo misurato);
- Sezione 4: danneggiamento del calcestruzzo compresso, come per sezione 2 e riduzione localizzata della sezione delle armature (valore minimo misurato).



Figura 1 – Resistenza a flessione, modello agli stati limite e prove sperimentali [2]: (a) caratteristiche dei campioni; (b) sezioni residue di calcolo; momenti ultimi calcolati e sperimentali per (c) Serie 11; (d) Serie 31

Le Sezioni 3 e 4 sono quelle utilizzate dagli autori [2] per l'interpretazione delle prove. Dai risultati qui ottenuti (Fig. 1) si nota che l'unica scelta a favore di sicurezza è la minima sezione residua di acciaio assieme alla perdita del copriferro superiore (Sezione 4).

Un risultato simile è stato ottenuto per travi corrose con un processo molto prossimo a quello naturale, mediante esposizione ad ambiente con forte concentrazione di cloruri per 14 e 23 anni, sotto l'azione contemporanea di un carico concentrato in mezzeria [3-4]. I risultati della prova a rottura mostrano una perdita di resistenza flessionale direttamente proporzionale alla massima perdita di area. La sezione critica è posizionata in prossimità della sezione di mezzeria, dove l'apertura delle fessure determina il massimo attacco dei cloruri. I risultati sono stati interpretati utilizzando la sezione ridotta massima nel calcolo della resistenza della trave, senza considerare alcuna riduzione della resistenza e dell'area del calcestruzzo compresso.

Sulla base di questi dati e di quelli mostrati in questa nota, per indicare un procedimento di pratico utilizzo l'equazione (1) per la resistenza flessionale residua di una struttura deve considerare l'area minima residua; qualora sia presente, va considerato anche il danneggiamento del calcestruzzo in zona compressa.

Una proposta alternativa in letteratura [22] indica una modifica per l'equazione (1), con la sezione residua media ed un coefficiente correttivo minore dell'unità, per tenere conto degli effetti del degrado dell'aderenza:

$$M_R = A_s f_y \, z \, \beta \tag{2}$$

dove il coefficiente β è stato calibrato su una campagna sperimentale [22]. Tale coefficiente di fatto include tutti gli ulteriori elementi che riducono la resistenza flessionale, diversi dalla perdita di sezione media, ad es. anche la irregolarità dell'attacco con alcune sezioni più deboli di altre. Utilizzando l'equazione (1) con il valore medio della sezione residua per 20 prove in letteratura è possibile ottenere questi valori del coefficiente correttivo in funzione dell'attacco percentuale x delle armature [21]:

$$\beta = 1.03 - 0.94 x$$
, con $\beta \le 1$ (debole armatura) (3-a)

 $\beta = 0.94 - 0.45 x$, con $\beta \le 1$ (media e forte armatura) (3-b)

Nel caso della resistenza a taglio, i dati disponibili sono molto più scarsi che per la flessione; in questa sede non vengono considerati gli studi dove le staffe sono state corrose avendo protetto l'armatura longitudinale dalla corrosione [29]; il degrado dell'aderenza di queste indubbiamente influisce sulla rottura a taglio e non può essere trascurato. Per il calcolo della resistenza a taglio è stata proposta una formulazione [1], eliminando l'effetto di bietta delle armature dal contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio calcolata secondo Eurocodice 2 [28]:

$$V_r = \tau_r \, k \, b \, d + 0.9 \, d \, / \, s_w A_{sw} f_y \tag{2}$$

L'equazione (2) viene qui applicata considerando diverse scelte per le sezioni ridotte; analogamente a quanto fatto per la flessione, viene considerata la riduzione uniforme della sezione resistente dell'acciaio (sezione media – sezione 1) o localizzata (sezione minima – sezione 2). Per il danneggiamento del calcestruzzo viene considerata anche la perdita del copriferro laterale con riduzione della larghezza della sezione, per effetto della corrosione dell'armatura trasversale (sezioni 5 e 6, con sezione di acciaio media e minima rispettivamente).



Figura 2 – Resistenza a taglio, modello agli stati limite e prove sperimentali [2]

I risultati mostrano (Fig. 2) come la scelta della sezione 6 sia molto a favore di sicurezza per le travi esaminate; l'attacco localizzato delle staffe raggiunge livelli che riducono quasi a zero la sezione delle staffe in singoli punti della trave - considerando questo valore per tutte le staffe coinvolte nella rottura porta ad un notevole degrado della resistenza. Nella maggior parte dei casi illustrati è sufficiente considerare la sezione 5 (riduzione uniforme della sezione dell'acciaio e la perdita del copriferro compresso e sui fianchi). In Fig. 2 l'equazione (2) non dà risultati a favore di sicurezza in due casi su 8. Nella trave 315 (Fig. 1) questa scelta dà un valore di resistenza di 45.7 KN (nella serie 31 il passo delle staffe è 85mm) a fronte della rottura a 27.7 KN; in questa trave, con attacco localizzato di 5 mm in staffe da 6mm [2] la formulazione con sezione 6 dà resistenza di 13 KN, a favore di sicurezza.

Dai confronti quantitativi illustrati segue che per il calcestruzzo l'unica scelta sicura è costituita dalla sezione della trave ridotta del copriferro su tutto il perimetro. Per le armature nel caso di corrosione uniforme è ragionevole pensare che la scelta della sezione resistente media sia adeguata, mentre con attacco localizzato delle staffe è necessario inserire nelle verifiche la massima perdita di sezione. Qualora la verifica della resistenza a taglio non sia soddisfatta occorre procedere ad una misura il più possibile precisa del livello di corrosione delle staffe, per avere una migliore stima della resistenza.

3. EFFETTI DELLA CORROSIONE PER TRAVI IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

Lo studio degli effetti strutturali del degrado delle strutture in cemento armato precompresso è relativamente poco sviluppato ([14] [17] [19]). I diversi tipi di corrosione delle armature da precompressione sono descritti da [16]; i fenomeni sono generalmente legati alla penetrazione di acqua con sostanze aggressive sino alle armature, nei diversi tipi di sistema di precompressione. Il trasporto dei cloruri e di altre sostanze provoca fenomeni di corrosione localizzata, che possono causare un comportamento fragile delle armature corrose, una volta raggiunta la resistenza di snervamento. Il rilascio di idrogeno nella corrosione può causare un infragilimento dell'acciaio oppure la rottura per corrosione sotto sforzo, in corrispondenza agli sforzi di esercizio. Il degrado è favorito da errori di progettazione e di esecuzione, ad esempio copriferri troppo limitati o l'iniezione incompleta delle guaine dei cavi post-tesi. I fenomeni sopra citati si sviluppano in modo diverso in funzione del tipo di armatura: fili, trefoli, barre. In questa nota verrà considerata la rottura di fili singoli in due campagne sperimentali: la prima per travi post-tese con fili non aderenti e corrosione naturale [23]; la seconda con fili aderenti e la rottura per corrosione sotto sforzo simulata con il taglio dei fili [26] [27].

Per l'analisi dei risultati viene utilizzato un codice di calcolo nonlineare ad elementi finiti, formulato per elementi in calcestruzzo armato ([10] [30]). Vengono usati elementi piani per il calcestruzzo, monodimensionali per le armature ed elementi di contatto per l'aderenza. Per il calcestruzzo è utilizzato un legame costitutivo biassiale a fessura ruotante, secondo il concetto della deformazione monoassiale equivalente [31]; l'aderenza segue una legge sforzo-scorrimento con la formulazione del Model Code 90 [31]; l'acciaio ha un modello elasto-plastico con incrudimento. Gli effetti della corrosione sono modellati specificando il valore delle sezioni residue delle armature e del calcestruzzo come input degli elementi; per il degrado dell'aderenza ([6] [7]) viene ridotto il massimo sforzo di aderenza. Il danneggiamento del calcestruzzo è modellato con una riduzione della resistenza a compressione in funzione dell'ampiezza della fessura aperta dal volume degli ossidi. L'introduzione della precompressione e degli effetti della corrosione specifici degli elementi post-tesi verranno descritti nel seguito [24-26].

3.1 Armatura post-tesa non aderente

Un programma sperimentale [23] ha studiato la risposta di travi post-tese in ambiente marino con corrosione naturale per 40 anni. I fili di precompressione sono non-aderenti in guaine, protetti con grasso. Le caratteristiche dei campioni sono illustrate in Fig. 3; vengono qui considerate due travi denominate 622 e 421,

con diversa armatura (Fig. 3-b). Dopo la fase di corrosione la precompressione residua è stata misurata solamente in una parte delle travi (per la seconda trave era noto solo un valore nominale) e poi sono state effettuate le prove di carico imponendo cicli di intensità crescente sino a rottura. Successivamente le travi sono state demolite ed è stata misurata la sezione residua delle armature (Fig. 3-c); nella trave 622 i fili erano non corrosi, mentre nella trave 421 un filo era rotto nella zona dell'ancoraggio. Nelle prove sperimentali, la rottura è avvenuta per raggiungimento del momento ultimo nella parte centrale della trave. La trave 421 mostra carichi di prima fessurazione, snervamento e resistenza inferiori a quelli della 622 (Fig. 3e,f). L'analisi ad elementi finiti [25] è stata effettuata con una forza di compressione applicata alle estremità, pari alla precompressione misurata o nominale per ciascuna trave, ed una trazione sui fili. L'ancoraggio di questi avviene imponendo un valore di aderenza molto elevato nelle zone delle testate agli estremi, mentre lungo il filo l'aderenza è nulla. Ciascuna trave è analizzata: (a) senza corrosione; (b) con corrosione delle armature, specificando i valori di sezione residua misurati all'armatura lenta ed il degrado dell'aderenza acciaio-calcestruzzo. Le sezioni residue sono state specificate sulla base del massimo attacco misurato [32] (Fig. 3-c), su tratti della lunghezza ciascuno di 10cm, corrispondenti alla lunghezza degli elementi finiti usati per le armature.



Figura 3 – Travi post-tese con fili scorrevoli – effetti della corrosione: (a, b) caratteristiche dei campioni [23] (c, d) corrosione della armatura lenta [32]; (e, f) curve carico-spostamento sperimentali e numeriche

Le analisi numeriche in condizioni corrose approssimano in modo abbastanza preciso la risposta sperimentale, in termini di carico di prima fessurazione, rigidezza in fase fessurata e resistenza (Fig. 3e,f).

Il confronto di queste analisi con quelle senza gli effetti della corrosione permettono lo studio degli effetti della corrosione. La trave 622 ha subito solo una modesta riduzione di rigidezza e resistenza per la corrosione delle armature lente: la curva con gli effetti della corrosione in Fig. 3-e è stata ottenuta con la precompressione data da entrambe i fili, e le sezioni residue misurate per la rimanente armatura. Nella Trave 421 uno dei due fili era rotto al momento della prova: la curva per la trave corrosa in Fig. 3-f corrisponde a metà della forza di precompressione iniziale e dell'area resistente dei fili. Questo fenomeno è responsabile della maggior parte della perdita della rigidezza e resistenza della trave. Va osservato che gli effetti della perdita di precompressione sono osservabili oltre il carico di prima fessurazione.

3.2 Armatura post-tesa aderente

Per studiare gli effetti della rottura dell'armatura posttesa in laboratorio [27] sono state preparate travi con un filo in guaina, reso aderente e poi tagliato in posizioni prescelte. Questo schema simula gli effetti della corrosione sotto sforzo, con rottura dell'armatura in corrispondenza allo sforzo causato dalla sola precompressione.

La Fig. 4 mostra le caratteristiche dei campioni con l'indicazione dei punti di taglio del filo, in un primo caso vicino all'appoggio, mentre nel secondo ad 1/5 della luce. La serie di prove comprende anche un campione di riferimento con armatura integra. Gli estensimetri posizionati lungo l'armatura recisa (da J1 a J6, Fig. 4) misurano deformazioni crescenti lungo il filo a partire dal punto della rottura, sino a raggiungere la deformazione imposta inizialmente con la post-tensione del filo; in tale tratto si crea un nuovo ancoraggio dell'armatura recisa. Di conseguenza l'effetto di precompressione perso in un punto viene recuperato gradualmente nelle sezioni lungo la trave, sino a tornare al valore originario in sezioni non interessate dal fenomeno in oggetto.

Nella simulazione numerica di queste prove [26] la post-tensione è stata modellata come descritto nella sezione precedente, ad eccezione dei fili che in questo caso sono aderenti; negli elementi di interfaccia corrispondenti vengono specificate le proprietà indicate dal Model Code 90 [31] per questo tipo di armature. Il taglio del filo provoca uno scarico tensionale e un nuovo ancoraggio ai due lati della rottura; questi fenomeni sono modellati nell'analisi azzerando la sezione di un elemento di acciaio e riducendo nei due elementi adiacenti la deformazione passo-passo sino allo scarico completo [25].



Figura 4 – Travi post-tese con fili aderenti e taglio dell'armatura di precompressione



Figura 5 - Travi post-tese e fili aderenti: effetto del taglio del filo in due diverse sezioni

La Fig. 5 mostra il confronto dei risultati sperimentali e numerici per la prova di carico delle due travi. La prima trave risente in modo molto limitato degli effetti della rottura dell'armatura; la risposta ottenuta è molto prossima a quella del campione di riferimento simulato senza rottura dei fili (Fig. 5-a). Nel secondo caso la risposta è molto diversa (Fig. 5-b), con un carico di prima fessurazione minore, perdita di rigidezza e resistenza. Dopo lo snervamento del'armatura longitudinale si è avuta l'apertura crescente di fessure flessionali nella zona compresa tra il carico e l'appoggio, come dimostrato dal tratto di curva dopo i 10mm di spostamento. La rottura sia sperimentalmente che numericamente è avvenuta per taglio, con la propagazione di una fessura diagonale nella parte di trave prossima alla posizione della rottura del filo.

4. CASI DI STUDIO PER STRUTTURE REALI

4.1 Corrosione uniforme – vie di corsa in C.A.

L'applicazione delle formulazioni illustrate alla verifica di una struttura esistente degradata richiede la misura delle sezioni residue delle armature. La Fig. 6 illustra il caso di una struttura industriale con corrosione da carbonatazione delle armature delle travi in C.A. [33]. Lo schema strutturale è a trave continua con campate di 10m (Fig. 6-b). Le travi sono in calcestruzzo armato gettato in opera, con sezione 1200 x 400 mm, armature ad aderenza migliorata; le sezioni in campata sono armate con $6\phi 22$. Il calcestruzzo ha una resistenza media misurata su carotaggi di 54 MPa con deviazione standard 10 MPa. La carbonatazione è in media di 2 cm.



Figura 6 – Struttura industriale corrosa: (a) vista d'insieme; (b) campata tipica; (c) zone ad alto degrado; (d) armature flessionali liberate dal copriferro; (e) zone con degrado limitato, fianco della trave; (f) corrosione delle staffe all'intradosso

Nelle zone ad alto degrado il calcestruzzo è delaminato e le armature mostrano una corrosione avanzata (Fig. 6-c). Eliminando il copriferro lungo tutta la lunghezza delle travi in fase di riparazione (Fig. 6-d) sono osservabili zone corrose alternate a zone senza corrosione, con lunghezza di qualche diecina di centimetri. La parte della barra all'interno della trave, sul lato opposto a quello di penetrazione del fronte di carbonatazione, è frequentemente non corrosa.

La Fig. 7 mostra una classificazione del degrado delle 46 travi dell'intero complesso (da T1 a T46) ottenuta con il metodo di *Condition Rating* o "Punteggio prestazionale" [34]. La misura delle sezioni è stata effettuata utilizzando un calibro in 5 zone ad elevato degrado (sezioni in campata delle travi T5, T16, T42, T46 e trave T13 a 1/5 della luce), liberando le armature dal calcestruzzo circostante con un intervento parzialmente distruttivo ma di portata limitata. Un esempio di misura è illustrato in Tabella 1. Le misure su tutte le zone esaminate hanno fornito una riduzione media del 20% con un coefficiente di variazione 0.05; il degrado delle zone più deteriorate è piuttosto uniforme, potendo così definire un valore di riferimento della sezione residua per effettuare le verifiche della struttura.

Tabella 1 – Misure di sezione residua delle armature, trave T46 (vedi Figura 7)

Misure corrosione (diametro non corroso 22m)								
	Barra	a esterna	Barra	interna				
	diametro in	diametro in	diametro in verticale	diametro in orizzontale				
	verticale (mm)	orizzontale (mm)	(mm)	(mm)				
diametro medio (mm)	20.37	20.76	19.60	21.56				
cov.	0.01	0.01	0.01	0.02				
Sez. media (mm2)	331.94	379.94	332.48	379.94				
Sez Residua / Integra	0.87		0.88					



Figura 7 – Classificazione del danneggiamento delle travi, metodo del Punteggio Prestazionale [33]



Figura 8 – Valutazione della resistenza residua: (a) metodo del punteggio prestazionale [34] e (b) sulla base della misura delle sezioni residue delle armature

La resistenza delle sezioni allo stato limite ultimo per flessione è stata calcolata utilizzando nell'equazione (2) i valori misurati delle sezioni residue, assieme al coefficiente correttivo dell'equazione (3-a) ed i coefficienti parziali dei materiali di normativa. I risultati così ricavati in tre zone critiche sono confrontati in Fig. 8 con quelli ottenuti per tutte le campate con il metodo del punteggio prestazionale, che fornisce anche una valutazione preliminare del degrado della resistenza [34]. Le resistenze sono inferiori alle sollecitazioni di progetto per il pieno carico di utilizzo della struttura, ma superiori a quelle relative ad una riduzione del carico attuata nel funzionamento dell'impianto. La struttura pertanto ha potuto rimanere operativa in attesa di riparazione, da attuare entro cinque anni dalla verifica effettuata.

Per quanto riguarda la resistenza a taglio la verifica è ampiamente soddisfatta a motivo delle dimensioni della sezione di calcestruzzo, dell'assenza di livelli avanzati di corrosione delle staffe sul fianco delle travi e della presenza di ferri piegati. In particolare non sono presenti attacchi localizzati del tipo illustrato nella sezione precedente, senza quindi pesanti riduzioni della resistenza.

4.2 Corrosione localizzata – ponte in C.A.

Per completare la trattazione viene illustrato brevemente un esempio di struttura con attacco da cloruri. La Fig. 9 mostra le condizioni di degrado di un ponte in zona marina, osservate prima dell'intervento di riparazione. Le travi principali hanno zone con armature inferiori longitudinali molto corrose (Fig. 9-b), con rottura di singoli ferri (Fig. 9-c) ed in altre barre una riduzione di sezione dall'andamento molto irregolare (Fig. 9-d). I livelli di danneggiamento comprendono perdite di sezione dal 20% a più del 50%. La valutazione della sicurezza della struttura ha richiesto la considerazione delle sezioni residue misurate localmente con il massimo attacco localizzato, sia per la flessione che per il taglio. Su questa base è stata determinata una riduzione del carico in transito sul ponte, per il tempo necessario ai lavori di riparazione, senza interrompere però l'utilizzo.

La riparazione dell'intera struttura è stata effettuata, con aggiunta di nuovi ferri a restituire resistenza alle sezioni, e con strati di vernice protettiva sulla superficie inferiore della soletta. La struttura è stata poi attrezzata con protezione catodica delle travi.

4.3 Strutture in cemento armato precompresso

La Fig. 10 illustra le condizioni di degrado e la rottura di una trave da ponte con attacco da cloruri, avvenuto in 30 anni in ambiente marino. L'armatura da precompressione residua nella sezione critica è del 18% (Fig. 10-b). La trave è stata rimossa dal ponte e provata in laboratorio; la rottura è avvenuta per un carico eccedente di poco il peso proprio, con un meccanismo simile a quello descritto nella sezione 3.2 per la trave 2 provata nel laboratorio LMDC-Toulouse. L'apertura di fessure flessionali è stata seguita dallo sviluppo di una rottura per taglio nella stessa zona dell'elemento strutturale (confronta la Fig. 10-c con il meccanismo in Fig. 5-b).



Figura 9 – Travi da ponte in C.A. normale – attacco da cloruri in ambiente marino: (a) esposizione degli elementi strutturali; (b) corrosione delle armature delle travi longitudinali, osservazione preliminare; (c) rottura di armature per corrosione localizzata; (d) sezione residua delle armature, visibile dopo la rimozione degli ossidi



Figura 10 - Trave da ponte post-tesa con corrosione da cloruri [20]

4. CONCLUSIONI

La prima parte della nota ha illustrato la scelta di semplici modelli della resistenza per la verifica agli stati limite ultimi di flessione e taglio in travi in C.A. soggette a corrosione delle armature. L'approccio è basato sulla scelta delle sezioni residue dell'acciaio e del calcestruzzo in funzione del tipo di attacco corrosivo; vengono modellate anche la riduzione di duttilità delle armature con attacco localizzato ed il danneggiamento del calcestruzzo causato dall'espansione degli ossidi attorno alle barre. Il degrado dell'aderenza è stato considerato nella resistenza flessionale con un coefficiente correttivo determinato sulla base di dati sperimentali. La validazione dell'approccio è stata effettuata su dati sperimentali di letteratura, ottenuti su travi corrose artificialmente. Lo studio fornisce un metodo per la verifica della resistenza a flessione e taglio di travi con armature corrose.

La differenza tra corrosione naturale ed artificiale lascia aperto un ampio campo di studio sulla risposta ai carichi delle strutture esistenti, per le quali i dati sono ad oggi molto scarsi. Sono inoltre necessarie ricerche più approfondite ed ampie sulla rottura per taglio delle travi sia corrose artificialmente che naturalmente; anche in questo campo le prove sperimentali sinora sono state molto poche. Infine è necessario sviluppare modelli che considerino gli effetti del degrado del'aderenza sulla resistenza a flessione e taglio, in modo sufficientemente semplice per le applicazioni pratiche.

I modelli illustrati sono stati utilizzati per la verifica di una struttura industriale esistente, con corrosione da carbonatazione. Il caso esaminato mostrava una distribuzione dell'attacco differente fra le 46 campate di travi continue componenti la struttura. All'interno delle zone con corrosione più critica, corrispondenti alle campate delle travi soggette ai massimi momenti flettenti, la variabilità della riduzione di sezione era limitata. É stato quindi possibile definire un livello di riferimento dell'area resistente dell'acciaio per le verifiche strutturali. I risultati hanno permesso di estendere la vita della costruzione sino al momento fissato per la riparazione, con una riduzione del carico rispetto al valore di progetto.

Per la corrosione da cloruri l'attacco localizzato ha effetti importanti, ma la definizione delle sezioni residue è più problematica. E' necessario considerare il massimo attacco per avere misure della resistenza a favore di sicurezza. La morfologia dell'attacco, con una notevole variabilità delle sezioni rende però tale misura difficile. Prove di laboratorio in condizioni molto prossime a quelle naturali ([3], [4]) indicano comunque che il massimo attacco avviene nelle zone sottoposte alle massime sollecitazioni, e tale attacco è accompagnato da un danneggiamento visibile all'esterno, come per la corrosione da carbonatazione.

Nella seconda parte della nota è stata studiata la risposta strutturale di travi precompresse post-tese con fili scorrevoli o aderenti. La rigidezza dopo la fessurazione e la resistenza, con il relativo tipo di rottura dipendono dalla precompressione residua, qualora la corrosione abbia ridotto la sezione dei cavi. In funzione della posizione dell'attacco rispetto agli effetti dei carichi si ha una riduzione della resistenza flessionale o lo sviluppo di rotture per taglio. L'effetto della corrosione dell'armatura lenta è più limitato nelle travi precompresse, spesso progettate con percentuali modeste di questa armatura – specialmente nelle strutture più vecchie.

I risultati mostrati evidenziano la necessità di sviluppare metodi di misura per la sezione residua dell'armatura. E' da notare che i sistemi di misura disponibili misurano prevalentemente la presenza di corrosione attiva e la sua velocità, mentre le verifiche strutturali richiedono dati sulla quantità di armatura ancora disponibile. Determinando la resistenza residua è spesso possibile pianificare l'utilizzo e la riparazione delle strutture deteriorate. A questo fine è sensato investire risorse anche in questo tipo di misure.

Per le strutture precompresse le misure oltre che l'entità devono prima individuare la presenza e la posizione delle riduzioni di sezione delle armature da precompressione. La corrosione ed eventuali rotture dei cavi all'interno delle guaine non sono osservabili dall'esterno. Questo tema è attualmente oggetto di ricerche, con progressi secondo diversi approcci, senza però che siano disponibili metodi pienamente affidabili [35] [36]. Anche questo campo di ricerca merita notevole attenzione, data l'importanza strategica ed economica di molte strutture di questo tipo.

RINGRAZIAMENTI

Lo studio delle strutture in calcestruzzo armato precompresso è stato in parte sviluppato all'interno della COST Action 534 "*New Materials and Systems for Prestressed Concrete Structures*", Working Group 5 "*New Service Life Methodologies*", con la direzione del Prof. David Cleland, Queens University Belfast. L'autore ringrazia inoltre il Prof. Raoul François e il Dr. Arnaud Castel, INSA-LMDC Toulouse, per la collaborazione nella ricerca.

BIBLIOGRAFIA

- Menditto G., Capozucca R., Cerri M., Mariotti A. (1993) "Alcune considerazioni sugli effetti della corrosione delle armature nei meccanismi resistenti a taglio e a torsione", *Studi e ricerche*, Scuola di Specializzazione F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, Vol.14, pp. 323-334.
- [2] Rodriguez, J., Ortega, L., Casal, J., (1995): "Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement" 4th Int. Conf. *Structural Faults and Repair*, M. Forde Editor, London, UK, published by Engrg. Tech. Press, Edinburgh, UK, pp.189-199.
- [3] Castel A., François R., Arliguie G. (2000-a) "Mechanical behavior of corroded reinforced concrete beam – Part 1: Experimental study of corroded beams", *Materials and Structures*, vol.33, 539-544.
- [4] Castel A., François R., Arliguie G. (2000-b) "Mechanical behavior of corroded reinforced concrete beam – Part 2: Bond and notch effects", *Materials and Structures*, vol.33, 545-551.
- [5] Cairns J., Plizzari G.A., Du Y., Law D.W., Franzoni C., (2005) "Mechanical properties of corrosion damaged reinforcement", *ACI Materials Journal*, Vol 102, No 4, pp.256-264.
- [6] Rodriguez, J.,Ortega, L., Garcia, A.M., (1995): "Assessment of structural elements with corroded reinforcement" 4th Int. Conf. *Corrosion and Protection of Steel in Concrete*, Sheffield, UK, July, pp.171-185.
- [7] Coronelli D. (2002). Corrosion cracking and bond

strength modelling for corroded bars in reinforced concrete. *Struct. J., ACI*, 99(3), 267-276.

- [8] Lundgren, K., (2007) "Effect of corrosion on the bond between steel and concrete: an overview" *Magazine of Concrete Research*, 59, No.6, August, 447-461.
- [9] Saetta, A., Scotta, R., Vitaliani, V. (1999) "Coupled environmental-mechanical dalage model of RC structures" *Journal of Structural Engineering*, *ASCE*, Vol.125, No.8, August, pp.930-940.
- [10] Coronelli D., Gambarova P.G. (2004) "Structural assessment of corroding R/C beams: modelling guidelines" ASCE Journal of Struct. Engrg, Vol.130, No.8, August, 1214-1224.
- [11] Perno S., Valente C., Pardi L. (2006) "Indagine sul comportamento di elementi in cemento armato con armature sottoposte a corrosione controllata" Convegno Nazionale su Sperimentazione su Materiali e Strutture Venezia, 6-7 Dicembre.
- [12] François, R., Castel, A., Vidal, T. (2006) "A finite element for corroded Reinforced Concrete", RILEM Materials and Structures, vol. 39, n°5, pp. 569-582.
- [13] Mircea, D., Ioani, A., Filip, M., Pepenar, I., (1994) "Long term durability of reinforced and pre-stressed elements in aggressive environments" ACI Materials Journal, V.91, No2., March-April, pp.135-140.
- [14] Cavell, D.G., Waldron, P. (2001) "A residual strength model for deteriorating post-tensioned concrete bridges" *Computers and Structures*, 79, pp.361-373.
- [15] Darmawan M.S., Stewart M.G. (2007) "Spatial time-dependent reliability analysis of corroding pretensioned prestressed concrete bridge girders", *Structural safety*, Vol. 29, pp. 19-31.
- [16] Nürnberger, U. (2002) "Corrosion induced failure mechanisms of prestressing steel", *Materials and Corrosion* 53, 591-601.
- [17] Capozucca R. (2008) "Detection of damage due to corrosion in prestressed RC beams by static and dynamic tests", *Construction and Building Materials*, 22, pp.738–746.
- [18] Youn, S., Kim E. (2006) "Deterioration of bonded post-tensioned concrete bridges and research topics on the strength evaluation in ISARC", Proc. JSCE-KSCE Joint Seminar on Maintenance and Management Strategy of Infrastructure in Japan and Korea, Kusatsu, Shiga, Japan, Ed. Koji Sakai.
- [19] Saetta, A., Vitaliani, V. (2005) "Coupled Experimental investigation and numerical modeling of carbonation process in reinforced concrete structures Part II. Practical applications, Cement and Concrete Research, 35, 958–967
- [20] Tanaka, Y., Kawano, H., Watanabe, H., Kimura, T. (2001) "Chloride-induced deterioration and its influence on load carrying capacity of posttensioned concrete bridges" Third Int. Conf., *Concrete under severe conditions - environment and loading*, *CONSEC 2001*, pp.495-502.

- [21] Coronelli, D. (2008) "Modelling of Corrosion Effects in RC Structures" Proc. Int. Conf. Structural Faults and Repair, M. Forde Editor, June, Edinburgh.
- [22] Azad, K.,A., Ahmad, S., Azer, S., A., (2007) "Residual strength of corrosion-damaged reinforced concrete beams" *ACI Materials Journal* Vol.104, No.1, Jan-Feb., pp.40-47.
- [23] Petre-Lazar E., Poupard O., Brunet C. (2007) "Intercomparison of experimental and numerical simulation results on mechanical behaviour of corroded beams", *Revue Européenne de Génie Civil*, Benchmark des poutres de la Rance, Vol. 11, Nº1-2, pp. 9-34, 2007.
- [24] Coronelli D., Castel A., Vu, N.A., Francois R. (2008) "Deterioration Modelling in Prestressed Structures: Corrosion Phenomena and Structural Effects" *Studies and Researches* – V.28, 2008 Graduate School in Concrete Structures – Fratelli Pesenti, Politecnico di Milano, Italy
- [25] Coronelli, D. (2008) "Numerical modelling of corrosion effects in prestressed beams" Proc. Int. Conf. *Structural Faults and Repair*, M. Forde Editor, June, Edinburgh.
- [26] Coronelli D., Castel A., Vu N.A., Francois, R. (2009) "Corroded post-tensioned beams with bonded tendons and wire failure" *Engineering Structures*, accepted for publication.
- [27] Vu N.A. (2007) "Modelling of corroded pre-stressed concrete behaviour" Thesis of INSA and University of Toulouse, France.
- [28] CEN (2001) "EUROCODE 2 Design of Concrete Structures".

- [29] Higgins C., Farrow, W.C., (2006) "Tests of Reinforced Concrete Beams with Corrosion-Damaged Stirrups" ACI Structural Journal, V. 103, No. 1, January-February 2006., p.133-141.
- [30] Coronelli D., Mulas M.G. (2006) "Modeling of shear behavior in reinforced concrete beams", ACI Structural Journal, V.103, No.3 May-June 2006, pp. 372-382.
- [31] CEB-FIP (1999) "CEB-FIP model code Structural concrete. basis of design volume 2. Updated knowledge of the CEB-FIP model code 1990", July.
- [32] Poupard, O., L'Hostis, V. (2007) "Corrosion diagnosis of reinforced concrete beams after 40 years exposure in marine environment by non destructive tools" *Revue Européenne de Génie Civil*, Benchmark des poutres de la Rance, Vol. 11, N°1-2, pp. 35-54.
- [33] Coronelli D., Martinelli P. (2008) "Assessment of a R/C structure subjected to high corrosion" International RILEM Conference ON SITE Assessment Of Concrete, Masonry And Timber Structures, 1-2 September, Varenna (LC) – Italy.
- [34] CEB (1998) "Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structure", Bulletin n. 243, Task Group 5.4, 183 pp.
- [35] Fib (2002) "Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures" *FIB Task Group 5.1*, State of the Art Report, 285 pp.
- [36] Transportation Research Board (2008) "International Bridge and Structure Management" 10th International Conference on *Bridge and Structure Management*, Transportation Research Circular, No. E-C128, Buffalo, N.Y., October.

ANALISI STATISTICA DELLE CARATTERISTICHE SISMICHE DEGLI ACCIAI DA CEMENTO ARMATO

Edoardo Cosenza¹, Carmine Galasso¹, Giuseppe Maddaloni²

1 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II

2 Dipartimento per le Tecnologie, Università degli Studi di Napoli Parthenope

SOMMARIO

La premessa essenziale affinché una struttura in cemento armato, sottoposta ad azioni sismiche, abbia una risposta globalmente duttile è che l'acciaio sia caratterizzato da alcuni precisi requisiti previsti da tutte le più importanti norme italiane ed internazionali, quali l'O.P.C.M. 3431, l'Eurocodice 2 ed il recente D.M. 14/01/2008.

Nel presente lavoro, a partire da un database di 205 prove a trazione effettuate su saggi di barre in acciaio da cemento armato provenienti da un'unica grande opera realizzata nel napoletano, è stata eseguita un'analisi statistica al fine di verificare l'effettiva adeguatezza del vasto campionario alle prescrizioni di norma.

SUMMARY

In order to have an overall ductile response to seismic actions, the steel used in a reinforced concrete structure must be characterized by some specific requirements considered from italian and international codes, such as OPCM 3431, Eurocode 2 and the recent D.M. 14/01/2008.

In the current paper, starting from a database of 205 tensile tests performed on steel bars coming from a big structure realized in Naples and in order to verify the requirements of the codes, an accurate statistical analysis has been carried out.

1. INTRODUZIONE

Le costruzioni in zona sismica devono essere capaci di dissipare l'energia trasmessa dal terremoto; tale capacità è garantita da regole progettuali che da un lato devono consentire adeguata duttilità alla struttura e dall'altro rispettare quanto più possibile i principi della *gerarchia delle resistenze*.

Il concetto di gerarchia delle resistenze può essere espresso in sintesi affermando che, qualora sussista la possibilità di rotture alternative, deve sempre avvenire prima quella con meccanismo duttile; in altri termini il progettista deve innalzare opportunamente la soglia di resistenza delle possibili rotture caratterizzate da meccanismi fragili. In questo modo il comportamento della struttura è governato dal meccanismo duttile, in quanto quello fragile, ancora lontano dalla soglia di resistenza, non si può attivare. Ciò garantisce complessivamente un comportamento duttile.

In qualsiasi problema strutturale, va quindi effettuata la disamina di tutti i possibili meccanismi di rottura; questi vanno ordinati a seconda della loro duttilità e va assegnata gerarchicamente la maggiore resistenza al meccanismo resistente più fragile (gerarchia delle resistenze).

Ciò comporta che, spesso, alcuni elementi vanno progettati non in base alle sollecitazioni di calcolo bensì alle resistenze degli stessi; in altri termini si progetta per la capacità degli elementi e non per le sollecitazioni derivanti dall'analisi: da qui il nome *capacity design* che definisce la metodologia nella letteratura anglosassone.

Per una struttura in calcestruzzo armato, il rispetto della gerarchia e in generale la duttilità delle sezioni, risultano fortemente influenzate da diversi parametri, quali le proprietà meccaniche del calcestruzzo, l'aderenza delle armature, ecc.

Tuttavia, la premessa essenziale affinché una struttura in cemento armato, sottoposta ad azioni sismiche, abbia una risposta globalmente duttile è che l'acciaio sia caratterizzato da alcuni precisi requisiti previsti da tutte le più importanti norme italiane ed internazionali [1].

2. PRESCRIZIONI NORMATIVE PER L'ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO

Per una struttura in cemento armato, il materiale che fornisce duttilità è l'acciaio e, dunque, si deve garantire che i meccanismi di rottura che coinvolgono tale materiale, vengano effettivamente sviluppati. Ciò comporta la necessità di utilizzare acciai di resistenza quanto più prossima a quella prevista, essendo l'eccesso di resistenza negativo al pari del deficit. Se tali condizioni non sono verificate, può perdersi il controllo sulla gerarchia.



Figura 1 – Requisiti per l'acciaio da cemento armato secondo le NTC

Con particolare riferimento alle norme: (a) Ordinanza 3274 P.C.M. del 20/03/2003 e s.m.i. (OPCM 3274) [2], (b) Eurocodice 2 (EC2) [3], (c) D.M. 14/01/2008 (NTC) [4] l'acciaio oltre ad avere gli usuali requisiti di resistenza, deve possedere deformazione ultima "uniforme" di almeno 7.5% (valore caratteristico al 10%) e deve soddisfare le relazioni:

$$\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k \ge 1.15\tag{1}$$

$$\left(\frac{f_i}{f_y}\right)_k < 1.35\tag{2}$$

$$\left(\frac{f_{y,eff}}{f_{y,nom}}\right)_{k} \le 1.25 \tag{3}$$

dove f_y ed f_t sono la tensione di snervamento e di rottura (massimo del diagramma σ - ε) dell'acciaio; $f_{y,eff}$ ed $f_{y,nom}$ sono il valore effettivo della tensione di snervamento e quello nominale ovvero il valore "dichiarato" ai fini della classificazione in funzione della resistenza; il pedice k sta ad indicare che la prescrizione è riferita ad un valore caratteristico (si veda nel seguito).

In particolare, al fine di consentire la diffusione della plasticizzazione nelle zone di calcestruzzo al di là della fessura le norme prevedono un limite inferiore per il rapporto di incrudimento (Eq. 1). È chiaro infatti che se l'acciaio in corrispondenza di una sezione fessurata è snervato, procedendo verso l'interno del concio non fessurato la tensione diminuisce per l'effetto del tension stiffening; pertanto, se il rapporto di incrudimento è modesto, a breve distanza dalla fessura la tensione nell'acciaio diventa inferiore a quella di snervamento, con conseguente limitata ampiezza della zona plasticizzata. Se invece il rapporto di incrudimento è elevato, vi è una più estesa penetrazione delle deformazioni plastiche all'interno dell'elemento e conseguentemente un consistente aumento della lunghezza della zona plasticizzata e cioè in ultima analisi una maggiore duttilità dell'elemento. Le norme considerano anche un limite superiore (Eq. 2) per evitare un eccessivo aumento incontrollato delle sollecitazioni resistenti che possono condurre sostanzialmente alla perdita del controllo sulla gerarchia. Il controllo sulla gerarchia è anche il motivo per cui le norme impongono una verifica del tipo indicato in Eq. 3 in quanto una tensione di snervamento dell'acciaio eccessivamente superiore a quella dichiarata (nominale) può condurre ad una valutazione eccessivamente diversa rispetto a quella posta alla base delle verifiche.

L'OPCM 3274 riferisce le relazioni di Eqq. 1-3 ai valori

medi dei rapporti $\frac{f_t}{f_y}$ e $\frac{f_{y,eff}}{f_{y,nom}}$, mentre l'EC2 e le NTC fanno

riferimento ad un frattile al 10% inferiore nel caso della disuguaglianza di Eq. 1 e ad un frattile al 10% superiore (o equivalentemente al 90% inferiore) nel caso delle disuguaglianze di Eqq. 2 e 3.

Infine, tutte le normative considerate impongono ovviamente che sia:

$$\left(\frac{f_{y,eff}}{f_{y,nom}}\right)_{0.05} \ge 1 \tag{4}$$

$$\left(\frac{f_{i,eff}}{f_{i,nom}}\right)_{0.05} \ge 1 \tag{5}$$

dove $f_{i,eff}$ ed $f_{t,nom}$ rappresentano il valore effettivo e quello nominale della tensione di rottura dell'acciaio.

In sintesi, le indicazioni normative sono riassunte dall'esempio di Figura 1, dove si riportano due possibili funzioni di densità di probabilità (PDF) per i rapporti $\frac{f_t}{f_y}$ e

 $\frac{f_{y,eff}}{f_{y,nom}}$. Nella stessa figura sono riporti i valori caratteristici al

10% inferiore e al 10% superiore (per la curva di sinistra) e i valori caratteristici al 5% inferiore e al 10% superiore (per la curva di destra). Tali valori sono individuati dalle aree sottese dalle PDF a sinistra (frattili inferiori) o a destra (frattili superiori) di essi. Le linee verticali tratteggiate rappresentano l'intervallo normativo di "accettabilità" per i valori caratteristici di tali rapporti.

3. ANALISI STATISTICA: DATABASE DI RIFERIMENTO

Nel presente lavoro, su un database di 205 prove a trazione effettuate su saggi di barre in acciaio classificate come tipo FeB44k, è stata realizzata un'analisi statistica per verificare l'effettiva adeguatezza delle relazioni 1-5 di norma.

Gli acciai provengono da un'unica grande opera in cemento armato in via di ultimazione nel quartiere Ponticelli, nella zona orientale della città di Napoli: l'Ospedale del Mare. L'Ospedale del Mare è un grande complesso ospedaliero, costituito dall'ospedale vero e proprio, da un albergo per i parenti e i pazienti "low care", un edificio direzionale ed una centrale tecnologica. L'edifico ospedaliero è isolato sismicamente attraverso l'utilizzo di 327 dispositivi HDRB (*high damping rubber bearing*). L'opera è realizzata in Project Financing parziale, con ente concedente (Azienda Sanitaria Locale Napoli 1) e un gruppo costituito da Astaldi S.p.A, Giustino Costruzioni S.p.A., Ing. C. Coppola Costruzioni S.p.A., F.&R.Girardi S.p.A.. Il progetto strutture è stato redatto dagli ingg. Biagio De Risi e Carmine Mascolo; il collaudo statico è affidato al prof. Edoardo Cosenza.

Tabella 1 – Database di riferimento

Acciaieria	Numero di provini
1	64
2	53
3	88

L'indagine statistica, è stata eseguita andando a raggruppare le 205 prove a trazione disponibili in due insiemi: (a) considerando tutte le 205 prove assieme, (b) suddividendolo le prove secondo le acciaierie di provenienza (Tabella 1).

4. ANALISI STATISTICA: RISULTATI

Lo stato della conoscenza circa i fattori che interagiscono e determinano le condizioni di funzionamento di una struttura durante l'intera vita utile, come per esempio le resistenze dei materiali o le azioni a cui essa è sottoposta, è sempre ed inevitabilmente affetto da aleatorietà [5].

Nelle Tabelle 2 e 3, sono riportate alcune *statistiche* per i campioni in esame. I valori delle resistenze valutati al frattile del 5% consentono di asserire, sia per f_y che per f_t , il rispetto, con un ampio margine, dei requisiti previsti dal D.M. 09/01/1996 [6] per acciaio FeB44k ($f_{y,nom}$ = 430 MPa, $f_{t,nom}$ = 540 MPa) nonché di quelli previsti dalle NTC (acciaio B450C ($f_{y,nom}$ = 450 MPa, $f_{t,nom}$ = 540 MPa). In particolare, il valore valutato sui risultati di tutte le 205 prove a trazione effettuate, mostra al frattile del 5%, un valore di 518 MPa per la resistenza allo snervamento e 622 MPa per quella a rottura. Tali valori risultano essere rispettivamente il 20% in più ed il 15% in più rispetto ai valori minimi richiesti dalle prescrizioni del D.M. 09/01/1996. Addirittura nessun prova ha dato valori della tensione di snervamento inferiore a 450 MPa.

Per il coefficiente di variazione (CoV, rapporto tra deviazione standard e valore medio) i risultati riportati nelle Tabelle 2 e 3 mostrano, per le diverse acciaierie, valori molto simili tra loro. Inoltre, il CoV valutato sui risultati di tutte le 205 prove a trazione, assume un valore molto contenuto (0.06 e 0.05, rispettivamente per f_y ed f_t) a conferma degli alti livelli di standardizzazione raggiunti oggi dal processo di produzione degli acciai.

Primo obiettivo dell'analisi statistica è stato quello di individuare e confrontare, partendo dai risultati delle prove a trazione e per i diversi raggruppamenti descritti nel paragrafo precedente, il modello di v.a. che maggiormente approssimasse l'andamento effettivo delle resistenze sperimentali f_v ed f_t .



Figura 2 – Distribuzioni sperimentali per $f_v e f_t$

		C
Iabella 2 - Statistiche	campionarie per	T _v
	1 1	J Y

Campione	Min [MPa]	Max [MPa]	Media [MPa]	CoV	Coefficiente di Asimmetria	<i>x</i> _{0.05} [MPa]	<i>x</i> _{0.90} [MPa]
Acciaieria 1	456	642	550	0.06	0.09	508	586
Acciaieria 2	452	643	547	0.07	0.06	475	571
Acciaieria 3	498	626	552	0.05	0.25	521	574
TUTTI	452	643	550	0.06	0.06	518	575

Tabella 3 – Statistiche campionarie per f_t

Campione	Min [MPa]	Max [MPa]	Media [MPa]	CoV	Coefficiente di Asimmetria	x _{0.05} [MPa]
Acciaieria 1	547	766	660	0.05	-0.07	620
Acciaieria 2	535	752	655	0.06	-0.59	584
Acciaieria 3	604	783	662	0.04	1.31	624
TUTTI	535	783	659	0.05	-0.11	622



Figura 3 – Confronto tra distribuzioni sperimentali e teoriche per $f_y e f_t$

Tabella 4 – Risultati del	test di Kol	mogorov e Smirnov
---------------------------	-------------	-------------------

	valore critico di D_n	D_n normale	D_n lognormale
f_{y}	0.09	0.12	0.13
$\dot{f_t}$	0.09	0.10	0.10

Si osservi innanzitutto che le distribuzioni empiriche dei risultati delle prove suddivisi per acciaieria mostrano un andamento molto simile tra loro (Figura 2). Ne consegue che è lecito, ai fini dell'analisi di adattamento, considerare assieme i risultati di tutte le 205 prove a trazione eseguite.

Se si è interessati a stabilire se le determinazioni di un campione sperimentale di dimensione n siano o no estratte da una popolazione con CDF determinata, $F_0(x)$ (con parametri noti), ovvero se sia valido o meno l'adattamento di questo specifico modello al campione in esame, è possibile valutare, graficamente, gli scostamenti dei dati sperimentali dal modello di CDF ipotizzato. In altre parole, è possibile confrontare, graficamente, i punti rappresentativi dei dati sperimentali (in termini di CDF campionaria, $F_n(x)$) e il modello di CDF ipotizzato.

600 f_v [MPa]

650

700

750

800

500

500

550

600 f, [MPa]

650

700

750

800

550

In Figura 3 si riporta il confronto tra le distribuzioni sperimentali (linea continua) e le distribuzioni teoriche normale e lognormale (linea tratteggiata) considerando tutti assieme i dati a disposizione; negli stessi grafici è riportato l'andamento degli scostamenti (linea continua rossa) in valore assoluto. I parametri delle distribuzioni teoriche sono stati stimati mediante il metodo dei momenti. La compatibilità dei campioni casuali con i modelli di v.a. selezionati è stata verificata anche mediante il test di Kolmogorov-Smirnov [7].

Per i campioni a disposizione, i valori critici di D_n (massimo valore assoluto della differenza tra la CDF campionaria e quella ipotizzata) per $\alpha = 0.05$ (valore normalmente utilizzato nei test di adattamento), sono riportati in Tabella 4. Come si vede, nessun modello teorico (tra i due considerati) ben si adatta ai dati sperimentali, sia per f_y che per f_i , sebbene non vi sono differenze apprezzabili nel confronto dei dati sperimentali ed i due modelli teorici. Più precisamente, le differenze sono sempre contenute intorno al 10% nelle zone centrali delle distribuzioni e al 5% nelle code inferiori (zone di maggior interesse nei problemi di affidabilità strutturale).

4.2 Verifiche sul rapporto di incrudimento

Con riferimento al rapporto di incrudimento $\frac{f_t}{f_y}$, le

diverse distribuzioni campionarie distinte per acciaieria, mostrano un aspetto pressoché identico (Figura 4). Tale evidenza visiva è confermato anche dai valori delle statistiche campionarie riportate in Tabella 5. Si osservi anche come il CoV sia molto contenuto, e pari per tutti i gruppi a 0.03 ovvero a circa la metà rispetto al CoV della tensione di snervamento e di rottura.

Inoltre, la valutazione del rapporto $\frac{f_t}{f_y}$ al frattile del 10%

così come quella al frattile del 90% permette di asserire che risulta rispettato sia il limite inferiore (richiesto per la duttilità) che il limite superiore (richiesto per la gerarchia delle resistenze) in accordo a quanto previsto dalle NTC e dall'EC2 (Eqq. 1-2).

Anche le limitazioni sul valore medio del rapporto di

incrudimento (prescrizione prevista dall'OPCM 3274) sono soddisfatte

4.3 Verifiche sul rapporto
$$\frac{f_{y,eff}}{f_{y,nom}}$$

Per quanto concerne il rapporto $\frac{f_{y,eff}}{f_{y,nom}}$, la distribuzione

cumulata di Figura 4, evidentemente coincide con quella di Figura 2, a meno di un fattore di scala (nel caso in esame pari a 430 MPa). La prescrizione di normativa riportata in (Eq. 3) impone un limite superiore al rapporto caratteristico tra la tensione di snervamento, data dalla prova a trazione, e la tensione nominale indicata dalla norma (per FeB44k, $f_{y,nom}$ = 430 MPa).

Il D.M. 14/01/2008 come l'EC2 prescrive come valore massimo di tale rapporto 1.25, valutato al frattile del 10% (superiore), mentre l'O.P.C.M. 3274 pur con riferimento allo stesso valore limite, considera il valore medio.

Come indicato nella Tabella 6, l'analisi statistica ha rilevato che tale prescrizione non è mai verificata, per nessuna acciaieria (tantomeno considerando tutte le 205 prove assieme) sia con riferimento al frattile del 10% superiore che alla media, anche se, in quest'ultimo caso per poco.

Se invece si considera (Tabella 7) la tensione di snervamento nominale pari a 450 MPa (valore previsto per l'acciaio B450C dalla NTC), la prescrizione normativa è più prossima al valore sperimentale; considerando il valore medio la prescrizione è soddisfatta.



Tabella 5 – Statistiche campionarie per $\frac{f_t}{f_y}$; tensione di snervamento nominale pari a 430 MPa.

Min Max Media CoV $x_{0.05}$ $x_{0.90}$ Campione [MPa] [MPa] [MPa] MPa [MPa] Acciaieria 1 1.06 1.49 1.28 0.06 1.18 1.36 1.50 1.05 1 27 0.07 1.10 1.33 Acciaieria 2 1.46 0.05 1.28 Acciaieria 3 1.16 1.21 1.33 TUTTI 1.05 1.50 1.28 0.06 1.20 1.34

Tabella 6 – Statistiche campionarie per $\frac{f_{y,eff}}{f}$; tensione di snervamento nominale pari a 430 MPa

Tabella 7 – Statistiche campionarie per $\frac{f_{y,eff}}{f_{y,eff}}$; tensione di snervamento nominale pari a 450 MPa

		5 y,nom				
Campione	Min [MPa]	Max [MPa]	Media [MPa]	CoV	$x_{0.05}$ [MPa]	$x_{0.90}$ [MPa]
Accipiorio 1	1.01	1 /2	1.22	0.06	1 12	1 20
Accialenta I	1.01	1.45	1.22	0.00	1.15	1.30
Acciaieria 2	1.00	1.43	1.22	0.07	1.06	1.27
Acciaieria 3	1.11	1.39	1.23	0.05	1.16	1.28
TUTTI	1.00	1.43	1.22	0.06	1.15	1.28

Entrando maggiormente nel merito, l'acciaio ha una resistenza allo snervamento troppo elevata per poter soddisfare il requisito. Inoltre, il rispetto delle prescrizioni di normativa, impone che debbano essere verificate ambedue le condizioni di Eq. 6.

$$\begin{cases} f_{y,eff} > f_{y,nom} \Leftrightarrow \left(\frac{f_{y,eff}}{f_{y,nom}}\right)_{0.05} > 1 \\ \left(\frac{f_{y,eff}}{f_{y,nom}}\right)_{0.90} \le 1.25 \end{cases}$$
(6)

Con riferimento alla distribuzione campionaria di f_y (Figura 2) relativa a tutte le 205 prove e con riferimento ai valori al frattile del 5% inferiore e del 10% superiore di tale distribuzione (Tabella 2) pari rispettivamente a 518 MPa e a 575 MPa, è possibile ricercare un range di "soluzioni" dei valori di $f_{y,nom}$ occorrenti affinché siano soddisfatte entrambe le condizioni di Eq. 6:

$$\left(\frac{f_{y,eff}}{f_{y,nom}}\right)_{0.05} > 1 \Rightarrow f_{y,nom} < \frac{518}{1} = 518 \text{ MPa}$$
$$\left(\frac{f_{y,eff}}{f_{y,nom}}\right)_{0.00} \le 1.25 \Rightarrow f_{y,nom} \ge \frac{575}{1.25} = 460 \text{ MPa}$$
(7)

Pertanto, affinché possano essere rispettate tutte le condizioni previste sugli acciai da cemento armato utilizzati in zona sismica occorre che il valore della resistenza allo snervamento nominale sia assunto almeno pari a 460 MPa e non più alto di 518 MPa.

Volendo considerare invece il valore medio del rapporto $f_{y,eff}/f_{y,nom}$ (così come prescritto dall'OPCM), nella seconda delle Eq. 7 si deve sostituire a 575 MPa il valore 550 MPa (Tabella 2) e dunque la limitazione inferiore diviene $f_{y,nom} \ge 440$ MPa; pertanto sotto tale condizione l'acciaio tipo FeB44k diviene prossimo al soddisfacimento del requisito. Infine, se si assume un valore nominale della tensione di snervamento pari a 450 MPa ed il valore medio del rapporto $f_{y,eff}/f_{y,nom}$ l'acciaio soddisfa la prescrizione di norma.

5. CONCLUSIONI

Le strutture in zona sismica devono avere un'adeguata duttilità per resistere alle azioni sismiche eccezionali, nel rispetto degli stati limite più gravosi. Ciò si traduce in una serie di regole che riguardano materiali, sezioni, elementi. Allo stesso modo, deve essere garantita a tutti i livelli strutturali la gerarchia delle resistenze; ad ogni livello è necessario verificare quale sia il meccanismo duttile e quale quello fragile e la progettazione deve condurre al sovradimensionamento dei meccanismi fragili.

La premessa essenziale affinché una struttura in cemento armato, sottoposta ad azioni sismiche, abbia una risposta globalmente duttile è che l'acciaio sia caratterizzato da alcuni precisi requisiti previsti da tutte le più importanti norme italiane ed internazionali.

In particolare, l'acciaio, oltre ad avere requisiti di resistenza e di allungamento "uniforme", deve soddisfare opportuni limiti, valutati al valore caratteristico e riguardanti sia il rapporto di incrudimento che il rapporto tra il valore allo snervamento della resistenza effettiva e nominale.

La possibilità di avere a disposizione un numero elevato di prove a trazione effettuate su barre in acciaio da cemento armato provenienti tutte dalla stessa opera, l'Ospedale del Mare a Napoli, ha consentito di potere effettuare un'estesa analisi statistica.

L'analisi ha permesso di osservare che per il campione di acciai in esame sussiste un valore caratteristico allo snervamento e a rottura significativamente più alto di quello nominale previsto dal D.M. 09/01/96 per un FeB44k e dalle NTC per un acciaio B450C. In particolare, il valore della tensione valutato al frattile del 5% risulta per f_y all'incirca pari a 500 MPa, mentre per f_i all'incirca pari a 600 MPa.

Le distribuzioni del rapporto di incrudimento $\frac{f_t}{f_y}$

suddivise per acciaieria, mostrano un aspetto quasi identico con coefficiente di variazione molto ridotto, circa 0.03, e sono risultati soddisfatti sia il limite inferiore (richiesto per la duttilità) che il limite superiore (richiesto per la gerarchia delle resistenze). Per il rapporto tra la tensione di snervamento, data dalla prova a trazione, e la tensione nominale (per un FeB44k pari a 430 MPa, per un acciaio tipo B450C pari a 450 MPa), il D.M. 14/01/2008 prescrive un valore massimo di 1.25 valutato al frattile superiore del 10%. L'analisi effettuata ha rilevato

invece che il valore di 1.25 per il rapporto $\frac{f_{y,eff}}{f_{y,nom}}$, è possibile

per frattili decisamente superiori.

Ciò rappresenta un risultato particolarmente significativo, che evidenzia quanto tale prescrizioni di normativa sugli acciai siano, ad oggi, difficilmente soddisfabili stante la sottostima delle resistenze nominali previste per gli acciai soprattutto dal D.M. 09/01/1996.

Considerando invece il valore medio il requisito è prossimo al raggiungimento nel caso di tensione nominale di snervamento pari a 430 MPa, mentre è soddisfatto nel caso di tensione pari a 450 MPa.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare il geom. Roberto Rizzuto, di Astaldi SpA ed assistente al Collaudo, per il lavoro svolto in relazione al registro delle prove effettuate, e la Società TecnoIn SpA per lo svolgimento materiale delle prove. Inoltre si ringrazia l'ing. Marco Loffredo per il lavoro di tesi svolto sull'argomento.

BIBLIOGRAFIA

- [1] E. Cosenza, G. Maddaloni, G. Magliulo. (2008). Guida all'uso della nuova normativa tecnica in zona sismica. In Guida all'uso dell'Eurocodice 2 con riferimento alle Norme Tecniche D.M. 14.1.2008. Vol. II. Progettazione sismica di edifici in calcestruzzo armato, Ed. Pubblicemento, Roma.
- [2] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) n. 3274 (2003). Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 105.
- [3] CEN, European Committee For Standardisation. (2004). Eurocode 2: Design of concrete structures, EN 1992-1-1, December.
- [4] Min.II.TT, D.M. 14 gennaio (2008). Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 29.
- [5] E. Cosenza, G. Manfredi, M. Pecce. (2008). Strutture in cemento armato. Basi della progettazione, Hoepli, capitolo 1.
- [6] Min. LL.PP, D.M. 9 gennaio (1996). Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 29.
- [7] P. Erto. (2008) Probabilità e Statistica per le Scienze e l'Ingegneria. Terza edizione, McGraw-Hill, Milano

MONITORAGGIO ED ANALISI STATISTICA DELLE VARIAZIONI DI TEMPERATURA NEL CALCESTRUZZO

Edoardo Cosenza¹, Carmine Galasso¹, Giuseppe Maddaloni²

1 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II

2 Dipartimento per le Tecnologie, Università degli Studi di Napoli Parthenope

SOMMARIO

Le variazioni di temperatura possono influenzare il comportamento di una struttura causando perdite di resistenza nei materiali e la nascita di contributi deformativi termici che si sommano al contributo associato all'effettivo stato di sforzo. Il problema è particolarmente rilevante in strutture caratterizzate da grandi dimensioni in orizzontale: è il caso degli impalcati di edifici isolati sismicamente, in cui, per semplicità di comportamento dinamico, si evita la presenza di giunti.

Nel presente lavoro, a partire da un database di circa 30.000 misurazioni di temperatura provenienti da sensori annegati nel calcestruzzo gettato per la realizzazione di una grande opera realizzata nel napoletano, si analizza l'andamento delle variazioni termiche che possono insorgere all'interno della struttura in calcestruzzo armato per effetto dell'alternanza del giorno e della notte e delle stagioni (variazioni termiche naturali).

SUMMARY

Temperature variations can influence the structure behaviour, causing loss of strength in materials and thermal strain contributions in addition to the one associated with the actual state of stress. The problem is particularly important for structures characterized by large horizontal dimensions: e.g. floor slabs in seismic base isolated buildings where, to avoid problems in dynamic behaviour, the expansion joints are not present. In this paper, starting from a database of about 30.000 temperature measurements from sensors included in the concrete casts to realize a great structure in Naples, the trend of variations that may occur within the concrete structure generated from alternation of day and night and seasons (natural temperature variations) has been analyzed.

1. INTRODUZIONE

Il tema delle azioni termiche di origine climatica sulle strutture è stato molto studiato da numerosi autori ed è ormai vasta la letteratura riguardante tale argomento. L'Eurocodice 1 [1] presenta numerose indicazioni; nel volume [2] è delineato lo sviluppo storico delle ricerche ed è fornito un ricco stato dell'arte sul tema della modellazione e previsione delle azioni termiche di origine climatica e dei loro effetti meccanici sulle strutture. Ciò che emerge è che tali ricerche hanno riguardato soprattutto la risposta termica, in termini sia di distribuzioni di temperatura che di sollecitazioni, dei ponti a trave continua in c.a.p. ed in particolar modo di quelli a sezione cava, particolarmente sensibili alle azioni termiche [3]; un caso in cui è stato svolto un accurato monitoraggio è quello del viadotto Casilina [4]. Come spesso accade, è proprio a causa dei gravi danni subiti da ponti di questo tipo, che molte ricerche hanno preso avvio.

Alcuni contributi rilevanti hanno riguardato anche la risposta termica climatica di edifici monumentali, in particolare della Torre di Pisa [2].

Dall'analisi bibliografica emerge invece la presenza di pochi studi sulla risposta termica di edifici in c.a. D'altra parte la crescente diffusione dell'isolamento per la protezione sismica delle strutture e la conseguente diffusione di estensioni non giuntate degli edifici isolati ha condotto ad un sostanziale aumento dello studio della risposta termica. Infatti, per semplicità complessiva, tali tipi di struttura non vengono predisposte con giunti in quanto la loro presenza dovrebbe essere coerente con gli spostamenti ammessi dalle parti isolate sismicamente e dunque molto grandi, dell'ordine delle decine di centimetri. Inoltre si dovrebbe accettare un comportamento dinamico molto complesso, con l'edificio diviso in parti, oppure predisporre costosi shock dampers, permettendo gli spostamenti lenti, da variazioni termiche e ritiro, e non concedendo quelli rapidi da sisma: tale soluzione, nel caso di edifici, appare ad oggi economicamente improponibile.

Infine il problema si presenta diverso rispetto ai ponti: la struttura non è protetta durante le fasi di costruzione, mentre a regime, coesiste con la coibentazione termica; dunque l'influenza delle azioni termiche è importante solo nella prima parte della vita della struttura.

Nel presente lavoro, a partire da un database di rilevazioni pressoché continue, per un totale di circa 30.000 misurazioni di temperatura provenienti da sensori inclusi nel getto di una grande struttura isolata realizzata nel napoletano, si analizza l'andamento delle variazioni di temperatura che possono insorgere all'interno di una struttura in calcestruzzo armato per effetto delle variazioni termiche naturali, generate cioè dall'alternanza del giorno e della notte e delle stagioni.

1.1 Le distorsioni termiche

È ben noto come le distorsioni provocate dalle variazioni di temperatura diano origine, su strutture iperstatiche, a sollecitazioni la cui entità dipende tra l'altro dalla geometria della struttura stessa [5].

In generale, per effetto di una distorsione termica *uniforme* di valore Δt tutte le fibre longitudinali di un generico concio di una trave varieranno la loro lunghezza di $\Delta l = \alpha \Delta t \Delta x$, essendo α il coefficiente di dilatazione termica del materiale e $l = \Delta x$ la lunghezza del concio. La deformazione assiale della trave vale dunque:

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta l}{l} = \alpha \,\Delta t \tag{1}$$

Se invece la distorsione termica è "*a farfalla*" le fibre longitudinali sono soggette ad una variazione di temperatura che è variabile linearmente tra l'intradosso e l'estradosso della trave.

La variazione di lunghezza Δl della fibra longitudinale del concio, questa volta, varia in base alla coordinata y ed è pari a:

$$\Delta l(y) = \alpha \left(t(y) - t_{o} \right) \Delta x = \alpha \frac{t_{i} - t_{s}}{H} y \Delta x$$
(2)

dove *H* indica l'altezza della sezione, $t_s e t_i$ indicano i valori della temperatura rispettivamente ai lembi superiore ed inferiore. Essendo $l = \Delta x$, la deformazione della fibra è dunque data da:

$$\varepsilon_x(y) = \frac{\Delta l}{l} = \alpha \frac{t_i - t_s}{H} y = \alpha \frac{\Delta t}{H} y$$
(3)

 $\operatorname{con} \Delta t = t_i - t_s.$

Naturalmente, il caso più generale di una variazione di temperatura che varia linearmente con y ma che non si annulla nel baricentro della sezione (y = 0) può decomporsi come sovrapposizione di una distorsione uniforme e di una distorsione a farfalla.

Si noti che, al sol fine di uniformarsi alla notazione classicamente utilizzata, si è utilizzato lo stesso simbolo Δt per indicare sia il valore costante della variazione di temperatura nel caso della distorsione termica uniforme, sia la differenza tra la temperatura al lembo superiore ed inferiore nel caso della distorsione termica a farfalla.

Vale la pena sottolineare che l'ipotesi di modello monodimensionale alla base delle considerazioni svolte in questo paragrafo può essere inadatta per alcune tipologie di elementi strutturali e diventa quindi importante analizzare l'andamento spaziale dei campi termici (variazioni di temperatura da punto a punto della struttura). Inoltre, come emerge dai numerosi studi sulla risposta termica dei ponti in c.a. e c.a.p., ad esempio il già citato viadotto Casilina [4], la distribuzione delle temperature nelle sezioni può essere fortemente non lineare con il conseguente sviluppo di contributi deformativi (e quindi tensionali autoequilibrati) complessi, come ad esempio ingobbamenti non uniformi delle sezioni.

L'effetto delle variazioni termiche non uniformi riveste un ruolo non trascurabile nell'individuazione dello stato di sollecitazione puntuale di una strutturale. L'importanza in sede di progetto di tale condizione di carico é prevista specificamente nell'Eurocodice 1 [1].

2. AZIONI DELLA TEMPERATURA SECONDO LE NTC

Il 14 gennaio 2008 è stato firmato dal Ministro per le Infrastrutture il decreto (G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008) che contiene le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (nel seguito NTC) [6]. Le azioni termiche da considerare nel progetto e nella verifica delle strutture sono discussi al § 3.5.

Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale *x* può essere in generale descritto mediante: (a) la componente uniforme (ΔT_{u}); (b) le componenti variabili con legge lineare secondo gli assi principali *y* e *z* della sezione (ΔT_{My} , ΔT_{Mz}). Nel caso di strutture soggette ad elevati gradienti termici (si pensi ad esempio al caso di particolari sezioni di ponti) la norma stabilisce che si dovrà tener conto degli effetti indotti dall'andamento non lineare della temperatura all'interno delle sezioni.

Al punto 3.5.5 le NTC chiariscono che, per elementi strutturali omogenei e nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura, è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.I (Tabella 1).

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura T nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore, a partire da idonei profili termici.

Tabella 1 – Valori di ΔT_u per gli edifici secondo le NTC

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	\pm 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

Viene stabilito inoltre che strutture ed elementi strutturali in contatto con liquidi, aeriformi o solidi a temperature diverse, quali ciminiere, tubazioni, sili, serbatoi, torri di raffreddamento, ecc., devono essere progettati tenendo conto delle distribuzioni di temperatura corrispondenti alle specifiche condizioni di servizio.

Tabella 2 – Coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente secondo le NTC

Materiale	α [10 ⁻⁶ /°C]
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	$6 \div 10$
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	$30 \div 70$

Per la valutazione degli effetti delle azioni termiche si utilizzano i coefficienti di dilatazione termica previsti per i diversi materiali strutturali (Tabella 2).

3. ANALISI STATISTICA: DATABASE DI RIFERIMENTO

Per strutture in calcestruzzo armato e precompresso può assumere particolare rilievo l'azione indotta da variazioni lineari di temperatura nello spessore dell'elemento strutturale. Essendo il calcestruzzo cattivo conduttore di calore, la variazione di temperatura può essere sentita molto lentamente dalla massa intera e possono prodursi facilmente tensioni dovute all'irregolare riscaldamento dei vari strati. Tuttavia, di regola si ammette che la variazione da considerare sia uniformemente sentita in tutta la costruzione ed uguale alla differenza tra la temperatura media estiva e la media invernale sebbene, come discusso nel paragrafo precedente, la normativa considera una variazione massima di temperatura di \pm 15 °C per opere direttamente esposte, indipendentemente dal sito di costruzione dell'opera e dalle altre "condizioni al contorno".

Sulla base di tali considerazioni è stata condotta un'analisi statistica al fine di analizzare l'andamento della temperatura all'interno di un elemento strutturale in calcestruzzo armato.

Più precisamente si è fatto riferimento ai dati provenienti dal monitoraggio delle temperature nel solaio posto a livello strada (quota 0.00) del fabbricato denominato Degenze, del costruendo Ospedale del Mare del quartiere Ponticelli nella zona orientale della città di Napoli (Figura 1).

L'Ospedale del Mare è un grande complesso ospedaliero, costituito dall'ospedale vero e proprio, da un albergo per i parenti e i pazienti "low care", un edificio direzionale ed una centrale tecnologica. L'edifico ospedaliero (Figura 1) è isolato sismicamente attraverso l'utilizzo di 327 dispositivi HDRB (*high damping rubber bearing*). L'opera è realizzata in Project Financing parziale, con ente concedente (Azienda Sanitaria Locale Napoli 1) e un gruppo costituito da Astaldi S.p.A, Giustino Costruzioni S.p.A, Ing. C. Coppola Costruzioni S.p.A., F.&R.Girardi S.p.A.. Il progetto strutture è stato redatto dagli ingg. Biagio De Risi e Carmine Mascolo; il collaudo statico è affidato al prof. Edoardo Cosenza.

Il monitoraggio è stato compiuto installando in totale, presso due sezioni prestabilite del solaio nel seguito indicate come *sezione 1* e *sezione 2*, otto termocoppie appositamente predisposte per l'annegamento in calcestruzzo, connesse a due unità di acquisizione dati (UAD) con risoluzione a 16 bits e ubicate in corrispondenza di quattro differenti profondità (Figura 2). Dal punto di vista tecnico le termocoppie sono sensori attivi di temperature. Esse sono costituite da due fili di metalli diversi, saldati insieme ad una delle estremità; il funzionamento di una termocoppia si basa sull'effetto Seebeck, cioè un effetto termoelettrico per cui in un circuito costituito da conduttori metallici o semiconduttori, una differenza di temperatura genera elettricità direttamente dipendente dalla differenza di temperatura.



Figura 1 – Pianta del primo livello e sezione dell'Ospedale del Mare (ubicazione termocoppie)



Figura 2 – Ubicazione termocoppie (sezione 1)

È fondamentale scegliere la termocoppia non solo in base al range di temperatura, ma anche sulla base del tipo di impiego previsto che ne determina le dimensioni fisiche, il grado di calibrazione, il tipo di guaina protettiva, le condizioni ambientali d'uso.



Figura 3 – Esempio di andamento della temperatura all'interno delle due sezioni (15 aprile 2007)

Tabella 3 – Parametri della regressione dei dati di Figura 3

Misurazione	Sezione 1		Sezione 2			
	$t_{\rm o}$ [°C]	<i>b</i> [°C/cm]	$\Delta T_{4-1,reg}$ [°C]	$t_{\rm o} [^{\circ}{\rm C}]$	<i>b</i> [°C/cm]	$\Delta T_{4-1,reg}$ [°C]
Ι	15.34	0.004	0.12	15.27	-0.0006	-0.02
IV	15.06	0.004	0.12	14.95	-0.0027	-0.08
VII	15.04	-0.004	-0.12	14.93	0.0006	0.02
Х	15.88	-0.003	-0.08	15.84	0	0

Nel caso in esame, sono state installate termocoppie di tipo J (ferro/costantana), debitamente incapsulate, sia per il range di temperatura misurabile ($-40 \text{ °C} \div 750 \text{ °C}$) sia per consentire un ottimale interfacciamento all'UAD. Inoltre, le termocoppie tipo J sono caratterizzate da un basso costo ed una notevole sensibilità, ma non possono essere utilizzate sopra i 760 °C a causa di una transizione magnetica che fa perdere loro la calibrazione.

Le misurazioni alla base del presente studio si riferiscono a dodici mesi, dal 27 marzo 2007 al 29 marzo 2008 (per un totale di 321 giorni a causa di un periodo di malfunzionamento dei sensori), con acquisizione dei dati ad intervalli regolari di due ore, mediante la rilevazione di circa 30000 dati di temperatura (321 giorni \times 12 misurazioni giornaliere \times 8 sensori). In ogni istante di misurazione è stata sempre rilevata anche la temperatura esterna (temperatura dell'aria) del sito di costruzione. Si è scelto di acquisire la temperatura ad intervalli di due ore in modo da poter ottenere un esaustivo numero di misure senza tuttavia saturare rapidamente la memoria.

Vale la pena sottolineare che durante la fase di sperimentazione (coincidente con la fase di realizzazione dell'opera), il calcestruzzo non era protetto in nessun modo e quindi completamente esposto.

4. ANALISI STATISTICA: RISULTATI

4.1 Distribuzione della temperatura nelle sezioni

Per introdurre il problema in Figura 3 è riportato l'andamento della temperatura nelle due sezioni in quattro diversi istanti di misurazione (quadrati) per il giorno 15 Aprile 2007. I diversi colori corrispondono ai diversi istanti di misurazione. Sullo stesso grafico è riportata anche la temperatura esterna relativa a ciascun istante di misurazione (linea tratteggiata). In questo modo si sono considerati gli istanti della giornata più significativi dal punto di vista termico, in genere corrispondenti ai picchi di temperatura.

Più precisamente, l'analisi è stata condotta a partire dai dati di temperatura relativi a:

- 1^a misurazione, effettuata nelle prime ore della giornata, quindi in orari notturni, in un intervallo variabile tra le 0.00 e l'1.30;
- 4^a misurazione, effettuata nelle prime ore del mattino, in un intervallo variabile tra le 6.30 e le 8.00;
- 7^{a} misurazione, effettuata tra le 12.30 e le 14.00;
- 10^a misurazione, verso la sera, tra le 18.30 e le 20.00.

A partire dai punti sperimentali, è stata ricavata la retta di regressione (linea continua) di equazione:

$$(y) = t_0 + by \tag{4}$$

dove y è la coordinata della generica fibra longitudinale (y = 0 rappresenta la coordinata delle fibre baricentrali). I parametri t_0 (temperatura della fibra baricentrica) e b (coefficiente angolare della retta di regressione) sono stati stimati mediante il metodo dei minimi quadrati [7] e sono riportati in Tabella 3.

Come si evince dai dati in Tabella 3, il parametro *b* assume sempre valori prossimi a 0; inoltre, la differenza di temperatura fra primo e quarto sensore, $\Delta T_{4-1,reg}$, calcolata a partire dalla retta di regressione stimata, è sempre molto modesta. Appare lecito, dunque, considerare una variazione di temperatura uniforme all'interno dell'elemento strutturale in esame, così come stabilito dalla normativa.

La stessa analisi è stata estesa a tutto il periodo dal 1 aprile 2007 al 29 marzo 2008; i risultati ottenuti sia per la sezione 1 che per la sezione 2, e per tutti i giorni, permettono di concludere che la distribuzione reale della temperatura nelle sezioni è ben approssimata da una distribuzione di tipo uniforme nella quasi totalità dei casi.



Figura 4 – Andamento delle massime differenze di temperatura tra lembo superiore e lembo inferiore nelle due sezioni di monitoraggio

Tabella 4 – Statistiche campionarie per ΔT_{4-1}

	Min [°C]	Max [°C]	Media [°C]	Deviazione standard [°C]
Sezione 1	-0.73	1.37	0.21	0.30
Sezione 2	-0.46	1.12	0.13	0.22

A supporto di tale risultato, in Figura 4 (sx) è riportato l'andamento dei *massimi* valori assunti dalla differenza di temperatura fra primo e quarto sensore, ΔT_{4-1} , nel periodo in esame; si noti che si tratta in questo caso dei valori effettivi e non di quelli derivati dalla regressione. In Tabella 4 sono riportate le statistiche campionarie di tali grandezze.

Al fine di ridurre la componente erratica, la serie temporale è stata *smussata esponenzialmente* (Figura 4-dx). Il *lisciamento esponenziale* è una tecnica utilizzata per smussare una serie storica al fine di evidenziarne i movimenti di lungo periodo (ad esempio il "livello medio" della serie temporale).

Ogni valore della seria smussata esponenziale è ottenuto come media ponderata di tutte le osservazioni precedenti disponibili. Le osservazioni sono pesate con un sistema di pesi non costanti che decrescono via via che ci si allontana nel tempo (successione esponenziale). In altri termini, l'influenza delle osservazioni decresce esponenzialmente man mano che ci si allontana (all'indietro) dal valore più recente. È noto infatti che il manifestarsi, in un dato istante, di una certa distribuzione di temperature dipende dal valore delle variabili climatiche in gioco in un certo intervallo di tempo precedente l'istante considerato. La lunghezza di tale intervallo è direttamente legata all'inerzia termica del sistema in esame, di cui si discuterà più avanti.

Risulta un valore massimo $|\Delta T_{4-1}| < 1.5$ °C e quindi per il caso studio in esame è confermata una distribuzione delle temperature nell'elemento solaio di tipo uniforme.

4.2 Inerzia termica del calcestruzzo

In Figura 5 (sx) è riportato l'andamento giornaliero della massima variazione di temperatura esterna (ottenuta giornalmente come differenza tra la massima temperatura misurata e quella minima), $\Delta T_{max,est}$, e la massima variazione di temperatura all'interno del calcestruzzo per ciascuna sezione ($\Delta T_{max,1}$ e $\Delta T_{max,2}$). In Tabella 5 sono riportate le statistiche campionarie per tali grandezze; a supporto di tali risultati, in Figura 5 (dx) sono riportate le distribuzioni campionarie (istogrammi) di $\Delta T_{max,est}$ e $\Delta T_{max,1}$ (la distribuzione di $\Delta T_{max,2}$ non differisce significativamente da quella di $\Delta T_{max,1}$). Anche in questo caso, al fine di ridurre gli effetti di picchi di breve termine, la serie temporale è stata smussata esponenzialmente.



Figura 5 – Andamento delle massime variazioni di temperatura giornaliera e relative distribuzioni

Tabella 5 – Statistiche campionarie per le massime variazioni giornaliere della temp	$peratura (\Delta T_{max})$
--	-----------------------------

	Min [°C]	Max [°C]	Media [°C]	Deviazione standard [°C]
Esterna	0.87	8.74	3.86	1.46
Sezione 1	0.12	4.03	0.88	0.55
Sezione 2	0.18	3.06	0.84	0.44

Dai grafici emerge che a fronte di variazioni giornaliere dell'ordine di 5–6 °C della temperatura esterna, nel calcestruzzo la variazione di temperatura non supera 1.5–2 °C, confermando la buona inerzia termica del materiale.

Sulla base dei dati sperimentali a disposizione si può affermare che il calcestruzzo risente poco delle variazioni giornaliere della temperatura esterna: la temperatura media nel calcestruzzo si adegua lentamente a variazioni anche repentine delle temperatura dell'aria nella giornata.

4.3 Correlazione tra temperatura nel calcestruzzo e temperatura esterna

Come già detto, se un elemento strutturale è soggetto ad una distorsione termica di tipo uniforme, allo scopo di poter calcolare la deformazione assiale indotta, è indispensabile conoscere il valore del ΔT_u che caratterizza la distorsione.

In Figura 6 è riportato l'andamento giornaliero della temperatura media esterna ($T_{media,est}$) e della temperatura media nel calcestruzzo per il periodo in esame ($T_{media,1}$ e $T_{media,2}$). In Tabella 6 sono riportate le statistiche campionarie per tali grandezze. Si è scelto di operare sui valori medi anziché sui valori estremi (minimi e massimi) per tenere conto dell'inerzia termica del calcestruzzo che provoca uno sfasamento temporale tra le temperature dell'aria e quelle dell'elemento strutturale in esame.

Come emerge dalla Figura 6 e dalla Tabella 6 il valore della temperatura media esterna registrata è molto simile a quella media rilevata dai sensori annegati all'interno del calcestruzzo per entrambe le sezioni di riferimento.



Figura 6 – Andamento della temperatura media giornaliera

Tabella 6 – Statistiche campionarie per T_{media}

	Min [°C]	Max [°C]	Media [°C]	CoV
Esterna	3.63	25.40	15.31	0.31
Sezione 1	6.15	24.97	15.83	0.30
Sezione 2	6.01	24.60	15.55	0.31



Figura 7 – Correlazioni tra T_{media,1} e T_{media,2} e T_{media,est}

Sulla base di tali considerazioni, è stata ricavata, a partire dai dati a disposizione, la correlazione empirica tra la temperatura media nel calcestruzzo e la temperatura dell'aria (Figura 7). Dall'esame dei due grafici di Figura 7 si osserva che la temperatura media rilevata dai sensori è fortemente correlata alla temperatura media esterna, fornendo un coefficiente di correlazione pari a circa 1 per entrambe le sezioni, ed un'equazione della retta di regressione lineare che quasi fornisce l'eguaglianza fra la temperatura media dei sensori e temperatura esterna. Si è considerato sia il caso di retta di regressione con intercetta non nulla sia il caso di retta di regressione passante per l'origine (Figura 7).

Pertanto, in assenza di studi o conoscenze specifiche sulle temperature interne del calcestruzzo si potrebbe adottare, per la definizione della massima variazione di temperatura media cui la struttura è soggetta, la massima variazione di temperatura media esterna (facilmente ottenibile, ad esempio da studi meteorologici), max(ΔT_{media}), per il sito in questione nello stesso periodo di riferimento.

Tabella 7 – Massime escursioni termiche annuali della temperatura media giornaliera

	$\max(\Delta T_{media})$
Esterna	21.8 °C
Esterna (smussata)	13.7 °C
Sezione 1	18.8 °C
Sezione 1 (smussata)	13.6 °C
Sezione 2	18.6 °C
Sezione 2 (smussata)	13.7 °C

Dalla Tabella 7 emerge che, se si filtrano i dati a disposizione (lisciamento esponenziale) allo scopo di ridurne la componente erratica, il valore sperimentale della differenza tra la massima temperatura media estiva (nel calcestruzzo) e la minima temperatura media invernale (nel calcestruzzo) coincide con la differenza tra la massima temperatura (esterna) media estiva e la minima temperatura (esterna) media invernale. Se si considerano le serie temporali reali, la massima differenza di temperatura media nel calcestruzzo risulta invece pari all'85% della massima differenza di temperatura media esterna.

Si noti inoltre come, nel caso esaminato per un anno, il valore di max(ΔT_{media}) ricavato a partire dai dati sperimentali

sia ben lontano dai valori suggeriti per ΔT_u dalla normativa per strutture in calcestruzzo armato (Tabella 2), pari a circa ± 15 °C (strutture esposte) e cioè 30 °C. Le indicazioni normative, indipendenti dal sito di costruzione, sembrano quindi essere una drastica semplificazione del problema.

A tale scopo, si sottolinea come l'Eurocodice 1 ai fini della definizione dell'azione termica convenzionale sui ponti considera i valori caratteristici delle temperature estreme dell'aria (ovvero temperature minime e massime) corrispondenti ad un periodo di ritorno di 50 anni (probabilità di superamento annuale del 2%). A partire da tali valori caratteristici, disponibili ad esempio attraverso mappe nazionali delle isoterme dei valori estremi della temperatura dell'aria (al livello del mare), è possibile, attraverso correlazioni empiriche disponibili in letteratura, ricavare i corrispondenti valori estremi dell'azione termica (con lo stesso periodo di ritorno) in una certa località. Non si considerando altre variabili climatiche esplicative, come ad esempio la velocità del vento o la radiazione globale su superficie orizzontale, poiché la temperatura dell'aria è senza dubbio la grandezza di più facile acquisizione; per periodi di ritorno diversi, è possibile utilizzare alcuni coefficienti correttivi.

Per ottenere i valori caratteristici superiori (nel caso delle temperature massime, bassa probabilità di essere maggiorate) ed inferiori (nel caso delle temperature minime, bassa probabilità di essere minorate) si può operare con la teoria dei valori estremi [6].

Come discusso ampiamente in [2], per i ponti, sia in acciaio sia in c.a. sia composti acciaio-calcestruzzo, indipendentemente dalla forma e dalle dimensioni della sezione trasversale, è possibile utilizzare le correlazioni empiriche di Emerson, ricavate per ponti britannici differenti tra loro per tipologia ed ubicazione ed adottate dall'Eurocodice dopo una verifica della loro validità generale.

Nel caso in esame, dell'edificio, sembra sufficiente considerare la temperatura esterna, senza ulteriori correlazioni.

Il problema dell'intervallo di tempo di riferimento è invece aperto: poiché la struttura verrà coibentata, le variazioni si ridurranno e dunque appare eccessivo considerare quanto sostanzialmente normato per i ponti. Solo con ulteriori dati si potranno fare considerazioni specifiche, ma sembra logico considerare intervalli temporali ridotti e ben inferiori a 50 anni.

5. CONCLUSIONI

Le variazioni di temperatura che possono sorgere all'interno di una struttura in calcestruzzo sono di natura diversa: variazioni termiche naturali (dovute all'interazione con il clima), variazioni termiche artificiali (incendio), variazioni termiche per effetto di calore di idratazione.

Le strutture in cemento armato sono generalmente staticamente indeterminate e quindi le variazioni di temperatura generano in esse sollecitazioni secondarie delle quali il progettista deve tenere conto. La variazione di temperatura è sentita dal calcestruzzo più o meno a seconda delle dimensioni e proporzioni della struttura.

Nel caso degli edifici, la normativa consente di tenere conto delle variazioni di temperatura in maniera semplificata attraverso distorsioni termiche di tipo uniforme di valore fissato.

Il problema degli edifici è rilevante quando non si introducono giunti negli impalcati per semplicità costruttiva e di comportamento dinamico: tipicamente è il caso degli edifici isolati simicamente.

Nel lavoro, a partire da un database di circa 30.000 misurazioni di temperatura provenienti da sensori inclusi nel getto di una grande opera (di dimensioni in pianta non giuntate dell'ordine di 150 m x 150 m) realizzata nel napoletano e isolata sismicamente, è stato dapprima analizzato l'effettivo andamento delle temperature all'interno dell'elemento strutturale in esame.

I risultati sperimentali sembrano confermare l'adeguatezza della prescrizione di normativa: nella quasi totalità dei casi, la distribuzione della temperatura nelle sezioni considerate è ben approssimata da una distribuzione di tipo uniforme.

I risultati sperimentali mostrano inoltre che la differenza tra la massima temperatura media estiva e la minima temperatura media invernale (nel calcestruzzo) è, per il caso in esame e nel periodo in esame, inferiore ai valori suggeriti dalla normativa per ΔT_{μ} .

Tuttavia, con una vita di riferimento di 50 anni, la variazione termica da considerare potrebbe essere molto diversa sia in termini di andamento (lineare o addirittura non lineare) sia in termini numerici. D'altra parte, la variazione dovrebbe diminuire fortemente se si considera che la struttura è totalmente esposta solo durante la realizzazione, al contrario dei ponti in cui gran parte del calcestruzzo rimane per sempre a faccia vista.

Pertanto, in assenza di studi o conoscenze specifiche sulle temperature interne del calcestruzzo (in assenza di monitoraggio), sembra possibile adottare (a vantaggio di sicurezza), per la definizione della massima variazione di temperatura media cui la struttura è soggetta, la massima variazione di temperatura media esterna facilmente ottenibile, ad esempio da studi meteorologici, per il sito in questione.

Rimane aperta la questione della valutazione del periodo di riferimento nel caso di impalcati di edifici, qualora siano ben coibentati in esercizio.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare il geom. Roberto Rizzuto di Astaldi SpA ed assistente al Collaudo, per il lavoro svolto in relazione al registro delle misure di temperatura effettuata, e la Società Tecno In SpA di Napoli per l'installazione dei sensori e lo svolgimento materiale delle misurazioni. Inoltre si ringrazia l'ing. Francesco Schiano Lo Moriello per il lavoro di tesi svolto sull'argomento.

BIBLIOGRAFIA

- UNI, Ente Italiano di Unificazione (2004). Eurocodice 1. Azioni sulle strutture. Parte 1-5: Azioni in generale -Azioni termiche, UNI EN 1991-1-5:2004.
- [2] M. Froli (2007). La risposta termica delle strutture interagenti con il clima, Edizioni Plus, Pisa.
- [3] M. Froli, N. Hariga (1993). La risposta termica per effetti ambientali dei ponti a travata in c.a, c.a.p., Atti delle Giornate A.I.C.A.P. 93, pagg.161-170, Pisa.
- [4] M. Froli, N. Hariga, G. Nati, M. Orlandini (1996). Longitudinal Thermal Behaviour of a Concrete Box Girder Bridge in Italy, Structural Engineering International, 4.
- [5] E. Cosenza, G. Manfredi, M. Pecce (2008). *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione*, Hoepli, capitolo 2.
- [6] Min.II.TT, DM 14 gennaio (2008). Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 29.
- [7] P. Erto (2008). Probabilità e Statistica per le Scienze e l'Ingegneria. Terza edizione, McGraw-Hill, Milano.

RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO: MODELLAZIONE PROBABILISTICA E RISULTATI SPERIMENTALI

Edoardo Cosenza¹, Carmine Galasso¹, Giuseppe Maddaloni²

1 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II 2 Dipartimento per le Tecnologie, Università degli Studi di Napoli Parthenope

SOMMARIO

La sicurezza strutturale per tutte le opere dell'Ingegneria Civile costituisce il requisito fondamentale su cui si basa la progettazione. Tutte le scelte fatte dagli ingegneri discendono, più o meno esplicitamente, da considerazioni sulla sicurezza opportunamente codificate nelle normative di riferimento. Ciò vale anche per i materiali impiegati nelle costruzioni, per i quali, al fine di decretarne l'accettabilità o meno, le norme utilizzano strumenti statistici basati sui risultati di prove standard eseguite su campioni. Nel presente articolo a partire da un database dei risultati di circa 2700 prove a compressione eseguite su cubetti di calcestruzzo

prelevati da getti effettuati per la realizzazione di un'unica grande opera nel napoletano, è stata effettuata un'analisi statistica accurata al fine di verificare le prescrizioni dell'attuale norma tecnica italiana (D.M. del 14 gennaio 2008) e di caratterizzare le incertezze in gioco.

SUMMARY

The structural safety for all Civil Engineering structures is a fundamental requirement for the design. All choices made by engineers depend, more or less explicitly, from considerations on safety appropriately codified in the codes. This concept is also valid for materials used in constructions, for which, in order to evaluate their acceptability, codes use statistical tools based on standard test results.

In the current paper, starting from a database of about 2700 compression tests performed on concrete cubes obtained from castings regarding a big structure realized in Naples and in order to verify the requirements of the Italian code (D.M. 14 January 2008) and to characterize the uncertainties, an accurate statistical analysis has been carried out.

1. INTRODUZIONE

Il funzionamento di una struttura durante la sua vita utile (intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata) è condizionato da fattori che, per motivi diversi, non sono noti con certezza o, per meglio dire, sono noti con incertezza (azioni, proprietà dei materiali, caratteristiche della risposta della struttura rispetto alle sollecitazioni, etc.). Come noto, tali grandezze sono rappresentabili da variabili aleatorie (nel seguito v.a.) o processi stocastici (a seconda che siano o non dipendenti dal tempo), cioè numeri che esistono determinati ma che non sono noti allo stato delle conoscenze del progettista [1]. Per affrontare il problema della sicurezza strutturale è utile quindi definire una cosiddetta funzione limite, G, che dipende dalle suddette grandezze e che assume valori positivi se la struttura è in sicurezza e valori non positivi nel caso in cui la stessa si trovi in condizioni di crisi (ovvero condizioni che possono potenzialmente determinare delle perdite).

Nel caso in cui il vettore delle grandezze in gioco (\mathbf{X}) non dipenda dal tempo, il problema dell'affidabilità strutturale (R) si può formulare come in Eq. (1), cioè come probabilità che la funzione limite sia positiva.

$$R = P[G(\mathbf{X}) > 0] \tag{1}$$

Una possibile espressione della funzione limite è data dalla differenza tra la capacità (C) della struttura di garantire una certa prestazione (es. resistenza) e la domanda di prestazione (D) cui è sottoposta (es. sollecitazione). In tal caso, l'affidabilità strutturale può essere calcolata attraverso l'Eq. (2).

$$R = P[C - D > 0] = P[D < C]$$
(2)

Il complemento a uno dell'affidabilità esprime il rischio che la struttura non garantisca più le prestazioni richieste e assume il nome di probabilità di collasso (P_f) ; il controllo della probabilità di collasso per una struttura nuova e la sua valutazione per una struttura esistente è l'obiettivo della sicurezza strutturale.

Tra le grandezze aleatorie che tipicamente entrano in gioco nella valutazione della sicurezza delle strutture, le proprietà dei materiali rivestono un ruolo fondamentale per la caratterizzazione probabilistica della resistenza degli elementi strutturali: le incertezze sulle proprietà meccaniche dei materiali si riflettono su quelle dell'intera struttura.

Le incertezze sulle proprietà meccaniche dei materiali dipendono da molti fattori: se si eseguono delle misure di resistenza di campioni di uno stesso materiale, ad esempio barre di acciaio provenienti da uno stesso lotto o cubetti di calcestruzzo provenienti da uno stesso getto, si ottengono risultati diversi per ogni campione a causa delle variabilità connaturate al processo produttivo. La dispersione dei risultati può essere piccola, come accade per l'acciaio, o molto più grande, come nel caso dei materiali lapidei naturali o artificiali (per esempio il calcestruzzo), ma è tuttavia sempre presente.

Al fine di decretare l'accettabilità o meno di un dato materiale e quindi tenere in conto razionalmente e in modo economicamente opportuno le incertezze in gioco, le norme si basano su strumenti probabilistici.

Il tema della variabilità della resistenza del calcestruzzo è stato studiatissimo fin dalla realizzazione delle prime opere, e non si proverà nel seguito a presentare uno stato dell'arte. D'altra parte la realizzazione di una grande opera in cemento armato nel napoletano, l'Ospedale del Mare, rappresenta un'occasione unica per la mole di dati ottenuta e per esaminare a fondo alcuni aspetti statistici.

In particolare nel presente lavoro, a partire da un database di circa 2700 prove a compressione eseguite su cubetti di calcestruzzo prelevati da getti effettuati per la realizzazione dell'Ospedale del Mare, è stata analizzata l'evoluzione della resistenza a compressione del calcestruzzo, in relazione al tempo ed alle condizioni di conservazione dei provini. Inoltre, è stata effettuata un'analisi statistica allo scopo di individuare il modello di variabile aleatoria più adeguato ai risultati sperimentali.

1.1 Variabili aleatorie e distribuzioni di probabilità

L'incertezza sul valore di una variabile aleatoria X si può caratterizzare attraverso la cosiddetta funzione di distribuzione cumulata (CDF), F(x). Tale funzione associa ad ogni possibile valore x della variabile X (*supporto* della v.a.) la probabilità che essa assuma valore inferiore ad x (con la lettera minuscola si indica un valore della variabile aleatoria). La derivata della CDF, f(x) è la funzione densità di probabilità (PDF): se moltiplicata per l'infinitesimo dx, la PDF associa ad ogni possibile valore x la probabilità che X sia compresa tra x ed x + dx [2].

Nella maggior parte delle moderne normative per le costruzioni, si fa riferimento al concetto di valore frattile di una v.a. (o quantile); ad esempio, si definisce valore frattile *inferiore* di probabilità p (o quantile di ordine p) quel valore x_p tale che $F(x_p) = p$ ossia quel valore tale che vi sia una probabilità p che risulti $X \le x_p$.

Esistono molti modelli di v.a. che si usano comunemente per descrivere le incertezze di un certo fenomeno di interesse. Tradizionalmente, i modelli di v.a. più utilizzati per caratterizzare probabilisticamente le resistenze dei materiali da costruzione sono quello *normale, lognormale* e *Weibull* (Tabella 1), tutti dipendenti da due parametri.

Il modello normale è stato spesso utilizzato per descrivere la variabilità della resistenza a compressione del calcestruzzo [3]. Il modello lognormale si utilizza spesso quando la variabile di interesse può assumere valori di un solo segno, come nel caso delle resistenze (una v.a. si definisce lognormale quando il suo logaritmo è caratterizzato da una distribuzione normale). La resistenza allo "snervamento" dell'acciaio è tipicamente modellata in modo lognormale.

Il modello di Weibull, è stato dimostrato adattarsi meglio a descrivere l'andamento sperimentale delle resistenze dei materiali fragili (rottura improvvisa quando la risposta è ancora sostanzialmente elastica e lineare). In tali materiali la crisi è dovuta generalmente alla propagazione di un difetto intrinseco (ad esempio una microfessura) divenuto instabile. Anche tale modello è definito per valori non negativi e quindi ben si presta alla modellazione probabilistica delle resistenze sperimentali.

Alcuni studi hanno verificato l'adattamento della distribuzione di tipo Weibull ai risultati di prove di compressione per i calcestruzzi ad alta resistenza, attribuendo un comportamento fragile al materiale [4]. Questo tipo di modello, inoltre, risulta particolarmente adatto ai materiali innovativi (es. compositi fibrorinforzati), sempre più diffusi anche nelle costruzioni, caratterizzati da modalità di rottura a trazione tipica di un materiale fragile.

2. RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO SECONDO LE NTC

Il 14 gennaio 2008 è stato firmato dal Ministro per le Infrastrutture il decreto (G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008) che contiene le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (nel seguito NTC) [5]. I requisiti per i materiali (ed i prodotti per uso strutturale) da utilizzare nelle opere soggette alle NTC sono discussi al capitolo 11.

Per il progetto delle opere in conglomerato cementizio armato, il calcestruzzo, in accordo anche con quanto già stabilito nei precedenti D.M., è classificato in classi in base alla resistenza a compressione uniassiale, espressa come resistenza caratteristica R_{ck} oppure f_{ck} , in MPa, misurata su provini normalizzati.

La resistenza caratteristica R_{ck} è determinata sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione su cubi di 150 mm di lato; la resistenza caratteristica f_{ck} è determinata sulla base dei valori ottenuti da prove di compressione su cilindri di 150 mm di diametro e 300 mm di altezza (o, equivalentemente, su provini prismatici di base 150×150 mm e di altezza 300 mm).

Per resistenza caratteristica s'intende il valore frattile inferiore al 5% (p = 0.05) ovvero quel particolare valore della resistenza a compressione al di sotto del quale ci si può aspettare di trovare al massimo il 5% della popolazione di tutte le misure.

Tabella 1 – Principali modelli di v.a. utilizzati in affidabilità strutturale

	Normale	Lognormale	Weibull
Supporto	$-\infty < \chi < \infty$	$0 \le x < \infty$	$0 \le x < \infty$
F(x)	$\int_{-\infty}^{x} \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx = \Phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)$	$\varPhi\left(\frac{\log x - \mu_{\log X}}{\sigma_{\log X}}\right)$	$1 - e^{-\left(\frac{x}{a}\right)^{\beta}}$

I valori caratteristici permettono di tenere conto, sia pure con approssimazioni, della natura aleatoria della resistenza dei materiali da costruzione. Da essi, poi, si derivano i valori di progetto, ossia i valori deterministici nominali da utilizzare nelle formule di progetto e verifica della normativa. La scelta di tali valori dipende dal livello di rischio che si accetta circa il non soddisfacimento di uno stato limite.

2.1 Modalità di esecuzione delle prove e controllo di accettazione

Il controllo della resistenza a compressione è effettuato prelevando in cantiere al momento del getto un volume di calcestruzzo sufficiente a confezionare due provini ed utilizzando stampi di dimensioni e tolleranze specificate dalla UNI-EN 12390-1 [6]. L'impasto introdotto nella cassaforma viene compattato "a rifiuto", per l'eliminazione dell'aria nell'impasto, e i provini successivamente mantenuti in ambiente a temperatura e umidità controllata (U. R. \geq 95% oppure in acqua) per 28 giorni in accordo alla UNI-EN 12390-2 [7]. Alla scadenza di questo arco temporale, i provini vengono sottoposti ad una prova di schiacciamento in accordo alla UNI-EN 12390-3 e 4 [8, 9]. Il valore medio della resistenza a compressione ottenuto su due provini derivanti da un dato prelievo viene indicato come *resistenza di prelievo*, R_{cp}.

Se non diversamente specificato, la maturazione dei provini di calcestruzzo da sottoporre a schiacciamento si intende che venga protratta quindi per 28 giorni. In casi specifici il progettista o il direttore dei lavori potrà definire, in aggiunta al valore convenzionale caratteristico a 28 giorni, una resistenza convenzionale a tempi diversi e con modalità di maturazione del conglomerato differenti da quelle specificate nella norma UNI-EN 12390-2. Relativamente alla temperatura di maturazione del valore convenzionale caratteristico a compressione, se non diversamente specificato, deve intendersi compresa nell'intervallo T = 20 °C \pm 2 °C.

Il soddisfacimento di questa condizione è finalizzato ad eliminare l'effetto della temperatura sulla resistenza meccanica a compressione. In particolare, con questa prescrizione sulla temperatura di maturazione la normativa vuole evitare che, ad esempio, maturando il calcestruzzo a temperature costantemente troppo basse (es. provini lasciati maturare in cantiere durante i periodi invernali con una temperatura media di 10 °C) il valore della resistenza risulti penalizzato per il ridotto grado di idratazione del cemento. Non meno critica è la situazione di provini di calcestruzzo maturati ad una temperatura troppo elevata (es. provini lasciati in cantiere d'estate a temperature di 35 °C). Per questi provini, infatti, l'elevata temperatura se, da una parte produce un'accelerazione del processo di idratazione a breve termine, dall'altra finisce per penalizzare la resistenza meccanica a lungo termine [10].

La condizione di norma sul grado di umidità relativa per la stagionatura dei provini serve a creare l'ambiente ottimale per il processo di idratazione del cemento evitando che l'esposizione ad atmosfere insature di vapore possa, per effetto dell'evaporazione di acqua dal calcestruzzo verso l'ambiente esterno, determinare sia una riduzione del grado di idratazione che l'eventuale formazione di fessure nel provino. Entrambe queste evenienze determinano una penalizzazione del valore della resistenza meccanica a compressione del conglomerato.

Il controllo di accettazione può essere eseguito secondo due diverse modalità descritte nelle NTC al punto § 11.2.5. In particolare, al § 11.2.5.2 è stabilito che se si eseguono controlli statistici accurati (per opere strutturali che richiedono l'impiego di più di 1500 m³ di miscela omogenea), l'interpretazione dei risultati sperimentali può essere svolta con i metodi completi dell'analisi statistica individuando la legge di distribuzione più appropriata (non necessariamente utilizzando la distribuzione normale, come accadeva nei precedenti D.M.) e il valor medio unitamente al coefficiente di variazione (rapporto tra deviazione standard e valore medio).

3. ANALISI STATISTICA: DATABASE DI RIFERIMENTO

I cubetti di calcestruzzo assunti come database per le analisi sulla resistenza del materiale provengono tutti da una grande opera in cemento armato che sta sorgendo nel quartiere Ponticelli, nella zona orientale della città di Napoli: l'Ospedale del Mare.

L'Ospedale del Mare è un grande complesso ospedaliero, costituito dall'ospedale vero e proprio, da un albergo per i parenti e i pazienti "low care", un edificio direzionale ed una centrale tecnologica. L'edifico ospedaliero (Figura 1) è isolato sismicamente attraverso l'utilizzo di 327 dispositivi HDRB (*high damping rubber bearing*). L'opera è realizzata in Project Financing parziale, con ente concedente (Azienda Sanitaria Locale Napoli 1) e un gruppo costituito da Astaldi S.p.A, Giustino Costruzioni S.p.A, Ing. C. Coppola Costruzioni S.p.A., F.&R.Girardi S.p.A.. Il progetto strutture è stato redatto dagli ingg. Biagio De Risi e Carmine Mascolo; il collaudo statico è affidato al prof. Edoardo Cosenza.

Durante tre anni di intensi lavori, sono stati eseguiti innumerevoli getti (oltre 60.000 metri cubi di calcestruzzo, prodotti in impianti automatizzati e qualificati ISO 9001) e confezionati diverse centinaia di provini di calcestruzzo. In particolare, durante la fase di confezionamento, si è avuta sempre cura di realizzare per ogni cubetto anche un suo "gemello".



Figura 1 - Immagine del cantiere dell'Ospedale del Mare (Marzo 2008)

Tabella 2 – Database di riferimento

Campione	Numero di resistenze medie
A (28 giorni di stagionatura controllata)	908
B (1 anno di stagionatura non controllata)	609

Obiettivo dell'analisi statistica è stato individuare e confrontare, partendo da dati reali, il modello di v.a. che maggiormente approssimasse l'andamento effettivo delle resistenze medie sperimentali (resistenze di prelievo), per due categorie di dati, che per semplicità sono indicati con A e B. A tali categorie appartengono i valori ricavati da test su provini di calcestruzzo di classe C 25/30 (f_{ck} = 25 MPa, R_{ck} = 30 MPa) eseguiti secondo disposizioni normative dopo 28 giorni di stagionatura (dati A), e dei corrispettivi "gemelli" schiacciati dopo circa un anno di stagionatura (dati B). Si veda la Tabella 2 per i dettagli. È opportuno sottolineare che il numero di elementi indicato in Tabella 2 è riferito alle resistenze di prelievo (media della resistenza a compressione ottenuta dallo schiacciamento di due (dati A) o più cubetti (dati B)) e non al numero di cubetti effettivamente schiacciati che come già ricordato risultano essere circa 2700.

4. ANALISI STATISTICA: RISULTATI

A partire dalle distribuzioni reali dei dati (CDF campionarie), sono stati innanzitutto effettuati i controlli statistici previsti dalla normativa (Tabella 3), verificando che, il valore frattile inferiore al 5% ($x_{0.05}$) sia almeno pari alla resistenza caratteristica richiesta dal conglomerato in esame (30 MPa). Per la distribuzione reale dei dati A, tali verifiche risultano soddisfatte. Infatti, come può vedersi anche nella Figura 2, il valore della resistenza corrispondente al quinto percentile della distribuzione è maggiore della resistenza caratteristica richiesta. Lo stesso discorso, invece, non può essere fatto per la distribuzione empirica dei dati B. Ciò è imputabile al fatto che, i dati A sono relativi a prove effettuate rispettando le disposizioni previste dalle già citate norme UNI EN-12390 1-4. I dati B, invece, sono stati ricavati da prove

eseguite su campioni, lasciati maturare per circa un anno in un deposito a cielo aperto, senza rispettare nessuna delle disposizioni previste dalle norme relative alla stagionatura dei provini da sottoporre a prove di resistenza. Dunque sono stati sottoposti a condizioni di temperatura ed umidità molto variabili. Tuttavia, tali condizioni di stagionatura "naturali" permettono di simulare efficacemente le condizioni al contorno "reali" che possono effettivamente verificarsi durante l'esercizio della struttura.

Inoltre, sempre relativamente ai dati A, la forte dissimmetria della distribuzione empirica è probabilmente dovuta ad un controllo di qualità accurato. In particolare, su 6297 betoniere arrivate in cantiere è stato effettuato un controllo con Slump test di oltre 1079, con rifiuto di 2 betoniere.



Figura 2 – CDF campionarie per i due gruppi di dati





Figura 3 – Confronto tra distribuzioni sperimentali e teoriche

In Figura 2 si riporta anche una distribuzione fittizia di A (A') che si ottiene considerando per valori di resistenza maggiori della *mediana* (cinquantesimo percentile, $R \ge 36.40$ MPa) la distribuzione reale dei dati di A e per valori minori della mediana (R < 36.40 MPa) una distribuzione fittizia, ottenuta per simmetria. In altri termini, si è resa simmetrica la distribuzione reale in vantaggio di sicurezza. Per la distribuzione A' il valore frattile inferiore al 5% ($x_{0.05}$) è praticamente coincidente con la resistenza caratteristica nominale (Tabella 3).

Le distribuzioni reali proposte, mostrano come il calcestruzzo utilizzato sia della stessa famiglia, in quanto le curve si avvicinano intorno al valore medio, ma allo stesso tempo le differenti condizioni di conservazione e stagionatura, hanno fatto variare la resistenza dei campioni, tanto in diminuzione quanto in aumento come si rileva dalla Tabella 3, anche in maniera significativa: i dati B presentano una variabilità maggiore rispetto a quella dei dati A e i risultati sperimentali ottenuti si discostano maggiormente dal valore medio, come emerge anche dai valori assunti dal coefficiente

di variazione (CoV, rapporto tra la deviazione standard e la media).

4.1 Test di adattamento grafico

Se si è interessati a stabilire se le determinazioni di un campione casuale di dimensione *n* siano o no estratte da una popolazione con CDF determinata, $F_0(x)$ (con parametri noti), ovvero se sia valido o meno l'adattamento di questa specifica CDF al campione in esame, è possibile valutare, graficamente, gli scostamenti dei dati sperimentali dal modello di CDF ipotizzato. In altre parole, è possibile confrontare, graficamente, i punti rappresentativi dei dati sperimentali (in termini di CDF campionaria, $F_n(x)$) e il modello di CDF ipotizzato.

Sulla base delle considerazioni svolte in precedenza e sulla base del coefficiente di asimmetria sperimentale (Tabella 3), si è scelto di considerate per il confronto la distribuzione lognormale e la distribuzione di Weibull, entrambe definite per valori non negativi (e con coefficiente di asimmetria diverso da zero a differenza della distribuzione normale). I parametri delle distribuzioni teoriche sono stati stimati mediante il metodo della massima verosimiglianza.

In Figura 3 si riporta il confronto tra distribuzioni sperimentali (linea continua) e le distribuzioni teoriche lognormale e Weibull (linea tratteggiata) per i due gruppi di dati a disposizione; negli stessi grafici è riportato l'andamento degli scostamenti (linea continua nera) in valore assoluto tra CDF campionaria e CDF teorica.

Nel caso dei dati A, un'ulteriore ottimizzazione della modellazione è stata ottenuta considerando distribuzioni di tipo tronche ricavate cioè dalle distribuzioni di partenza (in particolare Weibull) limitando (inferiormente) il supporto di tali distribuzioni.

In altri termini, è stata considerata la distribuzione condizionata di Eq. (3), definita per valori di resistenza maggiori di x^* .

$$F(x \mid X \ge x^*) = \frac{F(x)}{1 - F(x^*)}$$
(3)

Sulla base dei dati a disposizione, si è scelto di considerare $x^* = 33.80$ MPa.



Figura 4 – Confronto tra distribuzione reale e distribuzione Weibull tronca per i dati A

Tale tipo di distribuzione "troncata" approssima bene i dati sperimentali quando si è in presenza di un processo che scarta all'origine i campioni di modesta qualità, in base ad un programma di controllo di accettazione accurato; ciò potrebbe accadere nel caso in esame, avendo effettuato un forte controllo in stabilimento e un fitto controllo in cantiere con rifiuto del calcestruzzo in base alla risposta allo Slump test.

La distribuzione Weibull tronca si adatta in maniera ottimale (scostamenti sempre prossimi a zero) alla distribuzione effettiva delle resistenze medie sperimentali (Figura 4). Naturalmente tale distribuzione annulla la probabilità che si ottengano valori inferiori a 33.80 MPa, mentre nella realtà un numero limitato di provini (in particolare 10 su 908) hanno dato risultati inferiori.

4.2 Test di Kolmogorov e Smirnov e di Anderson e Darling

Vale la pena osservare che proprio il massimo valore assoluto della differenza D_n tra la CDF campionaria e quella ipotizzata è utilizzato nel test (analitico) di KolmogorovSmirnov per l'adattamento ad uno specifico modello di v.a. [2]. Si dimostra che, nel caso di v.a. continue, la statistica D_n , segue la legge di probabilità, detta di Kolmogorov e Smirnov, che dipende esclusivamente dalla dimensione *n* del campione, qualunque sia la $F_o(x)$ ipotizzata. I limiti inferiori della zona di rigetto per la statistica D_n (ovvero il massimo valore che può assumere D_n per non rifiutare l'ipotesi statistica di adattamento della distribuzione sperimentale al dato modello teorico) possono essere valutati, per n > 35, con formule approssimate quali $\frac{1.36}{\sqrt{n}}$ per $\alpha = 0.05$ (livello di

significatività del test).

Per i campioni a disposizione, i valori critici di D_n per $\alpha = 0.05$ (valore comunemente usato nei test di adattamento) sono riportati in Tabella 4 e quindi per i dati A, nessun modello teorico (tra quelli considerati) ben si adatta ai dati sperimentali (come evidente anche dal confronto grafico di Figura 3); viceversa, per i dati B entrambi i modelli, lognormale e Weibull, ben approssimano l'andamento dei risultati delle prove sperimentali sebbene, sulla base dei dati osservati, sia preferibile il modello lognormale (Figura 3).

È opportuno sottolineare che il modello di v.a. scelto per rappresentare le proprietà meccaniche di un materiale strutturale gioca un ruolo fondamentale nella valutazione dell'affidabilità di un dato elemento.

Due differenti modelli di v.a. per la resistenza di un dato materiale o per le azioni agenti su una data struttura, possono portare a valori di affidabilità (o equivalentemente di probabilità di collasso) che differiscono di oltre un ordine di grandezza. Tale problema è dovuto essenzialmente alle differenze tra le code delle CDF (o equivalentemente tra le PDF) comunemente utilizzate per la modellazione probabilistica delle grandezze in gioco nei problemi di ingegneria strutturale.



Figura 5 – Differenze nelle code di due modelli di v.a.

In Figura 5 si riportano a titolo di esempio le PDF relative alla resistenza del calcestruzzo, R, utilizzando due modelli di v.a., normale e Weibull, caratterizzati da uguale media (intesa come baricentro dell'area sottesa alla PDF) e uguale deviazione standard; si ha:

$$\Pr[R \le 25 \text{ MPa}]_{normale} = 0.0055$$
$$\Pr[R \le 25 \text{ MPa}]_{Weibull} = 0.0153$$
Tabella 4 – Risultati del test di Kolmogorov e Smirnov

Campione	valore critico di D_n	D_n lognormale	D_n Weibull
А	0.05	0.12	0.22
В	0.09	0.02	0.04

Per tenere conto di tale questione, i risultati del test di Kolmogorov e Smirnov sono stati verificati anche mediante il test di Anderson e Darling, più sensibile alle differenze nelle code [11], poiché il valore critico della statistica test dipende esplicitamente dalla distribuzione in esame. In questo caso (test di Anderson e Darling) la verifica dell'ipotesi di adattamento delle distribuzioni teoriche proposte risulta non rigettata (cioè verificata) al 5% per tutti i casi analizzati. Per brevità non si riporta il dettaglio del calcolo.

5. CONCLUSIONI

Il rispetto delle prescrizioni normative relative al confezionamento ed alla maturazione dei provini ha come obiettivo quello di far si che la resistenza meccanica a compressione ottenuta dalle prove di schiacciamento dipenda esclusivamente da parametri composizionali dell'impasto. Il controllo di accettazione permette quindi di stabilire se il calcestruzzo fornito è conforme alla resistenza caratteristica utilizzata nei calcoli strutturali dal progettista senza tuttavia tener conto esplicitamente di questioni legate alla durabilità dell'opera e, in generale, dei livelli di sicurezza prefissati nell'effettivo esercizio della struttura.

Nel presente lavoro, a partire da un database di circa 2700 prove a compressione eseguite su cubetti di calcestruzzo prelevati da getti effettuati per la realizzazione di un'unica grande opera nel napoletano, è stata analizzata l'evoluzione della resistenza a compressione del calcestruzzo, in relazione al tempo ed alle condizioni di conservazione dei provini.

I risultati presentati consentono di affermare che sono pienamente rispettate le prescrizioni di normativa circa il controllo del valore della resistenza caratteristica a 28 giorni di maturazione del calcestruzzo in quanto si è ottenuto un valore del frattile al 5% pari a 34 MPa e pertanto ben superiore a quello richiesto dalla norma (30 MPa).

Lo studio però mostra con evidenza la convenzionalità del calcolo della resistenza normativa. Infatti la resistenza caratteristica dipende in modo sostanziale dal coefficiente di variazione del campione e la conservazione dei provini in condizioni di umidità e temperatura standard circoscrivono fortemente la variabilità dei risultati.

Quando invece i provini vengono conservati in ambiente "realistico" in cantiere, la resistenza riproduce la stessa media ma lo scarto aumenta fortemente e dunque si riduce la resistenza caratteristica.

In particolare per i dati A (28 giorni di stagionatura in condizioni controllate secondo normativa) il valore frattile inferiore al 5%, come detto, è maggiore del valore di resistenza nominale, per i dati B (1 anno di stagionatura in condizioni "non controllate") si osserva un valore caratteristico significativamente minore del valore dichiarato. Inoltre, nel caso controllato il CoV è inferiore a 0.10, mentre nel caso di conservazione ambientale è pari a 0.20. Si sottolinea che per condizioni di conservazione "non controllate" dei cubetti si intendono, condizioni estreme caratterizzate cioè per alcuni da una forte esposizione

all'irraggiamento solare (per i getti effettuati durante il periodo estivo) e per altri da un'esposizione prolungata alle intemperie (per i getti effettuati durante il periodo invernale). Non sono neanche esclusi urti dei provini, tipici di un cantiere attivo. Pertanto condizioni di conservazione ben lontane dall'essere "controllate" secondo quanto prescrivono le norme UNI in materia.

Nel lavoro inoltre si è valutata, sia graficamente sia mediante i test di Kolmogorov e Smirnov e di Anderson e Darling, la distribuzione statistica che maggiormente approssimasse l'andamento effettivo delle resistenze medie sperimentali. In particolare, sono state considerate sia la distribuzione lognormale sia la distribuzione di Weibull, entrambe molto utilizzate in letteratura per la modellazione probabilistica della resistenza dei materiali strutturali.

Per i risultati delle prove a 28 giorni (dati di tipo A), nessun modello teorico (tra i due considerati) si adatta ai dati sperimentali a causa della forte dissimmetria della distribuzione empirica. Per superare tale limite, si è scelto di considerare anche distribuzioni di probabilità tronche, cioè definite in un sottoinsieme del supporto della v.a. di partenza. In particolare, la distribuzione di Weibull tronca ben si adatta (scostamenti prossimi a zero) ai risultati sperimentali.

Per le prove effettuate dopo circa 1 anno di permanenza in ambiente non controllato (dati di tipo B) entrambi i modelli, lognormale e Weibull, ben approssimano l'andamento dei risultati delle prove sperimentali: il modello lognormale, in particolare, conduce a scostamenti dai dati reali prossimi a zero.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare il geom. Roberto Rizzuto, di Astaldi SpA ed assistente al Collaudo, per il lavoro svolto in relazione al registro delle prove effettuate, e la Società Tecno In SpA di Napoli per lo svolgimento materiale delle prove. Inoltre si ringraziano gli ingg. Sisto Tuccillo e Salvatore Acampora per il lavoro di tesi svolto sull'argomento.

BIBLIOGRAFIA

- E. Cosenza, G. Manfredi, M. Pecce. (2008) Strutture in cemento armato. Basi della progettazione, Hoepli, capitolo 1.
- [2] P. Erto. (2008). Probabilità e Statistica per le Scienze e l'Ingegneria. Terza edizione, McGraw-Hill, Milano.
- [3] S. Nowak, M. M. Szerszen. (2003). Calibration of design code for buildings (ACI 318) Part 1: Statistical Models for Resistance, ACI Structural Journal, 100 N. 3, 377–382.
- [4] P. J. Tumidajski, L. Fiore, T. Khodabocus, M. Lachemi, R. Pari. (2006). Comparison of weibull and normal distributions for concrete compressive strengths, Canadian Journal of Civil Engineering, 33 N. 10, 1287–1292.

- [5] Min.II.TT, DM 14 gennaio (2008). Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 29.
- UNI EN 12390-1:2002, Prova sul calcestruzzo indurito - Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme.
- [7] UNI EN 12390-2:2002, Prova sul calcestruzzo indurito - Confezione e stagionatura dei provini per prove di resistenza.
- [8] UNI EN 12390-3:2003, Prova sul calcestruzzo indurito Resistenza alla compressione dei provini.
- [9] UNI EN 12390-4:2002, Prova sul calcestruzzo indurito - Resistenza alla compressione - Specifiche per macchine di prova.
- [10] L. Coppola (2005). Controlli della resistenza a compressione del c.l.s. in opera in accordo alle nuove norme tecniche per le costruzioni. Contestazioni legali. L'edilizia, 141.
- [11] A.-H. Zureick, R. M. Bennett, B. R. Ellingwood. (2006). Statistical characterization of fiber-reinforced polymer composite material properties for structural design, J. Struct. Engrg., 132 N. 8, 1320–1327.

CALIBRAZIONE DEGLI SPETTRI DI CARICO A FATICA DELL'EN1991-2 PER PONTI FERROVIARI IN C.A. E C.A.P.

Pietro Croce

Dipartimento di Ingegneria Civile - Sede di Strutture, Università di Pisa

SOMMARIO

Le verifiche a fatica dei ponti ferroviari italiani sono state effettuate finora utilizzando lo spettro di carico e le modalità previste nell'Istruzione n. 44F delle Ferrovie dello Stato. A seguito dell'emanazione delle NTC2008 e all'adozione di modelli di carico per i ponti più moderni e sostanzialmente coincidenti con quelli dell'Eurocodice EN1991-2 è necessario indagare sulle conseguenze dell'impiego dei nuovi spettri di carico a fatica sulla progettazione dei ponti ferroviari in c.a. e c.a.p. e studiare possibili adattamenti degli stessi spettri alla situazione nazionale. Tali problematiche sono discusse in riferimento a travate semplicemente appoggiate, evidenziando anche alcune incongruenze presenti nel metodo dei coefficienti λ , così come proposto negli Eurocodici per i ponti.

SUMMARY

The fatigue assessment of railway bridges in Italy have been performed until now using the load spectrum and the procedures foreseen in the Design guideline nr. 44F of the Railway Administration. As a result of the issue of the new Italian code (NTC2008) and the adoption of improved bridge load models according to Eurocode EN1991-2 it becomes necessary to investigate the consequence of using new fatigue load spectra in r.c. and prestressed r.c. railway bridge design, studying at the same time their adjustments to fit the Italian situation. Such problems are discussed, referring to simple supported girders, also stressing some inconsistency of the damage equivalent factors λ , as proposed by structural Eurocodes for bridges.

1. INTRODUZIONE

A seguito dell'emanazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (DM14/1/2008), per la progettazione dei ponti ferroviari sono stati adottati modelli di carico più moderni, coerenti con quelli dell'Eurocodice EN1991-2 (2005) e con essi sostanzialmente coincidenti. Per questo motivo l'Istruzione 44F (1992) delle Ferrovie dello Stato, che assegnava lo spettro di carico e il procedimento da adottare per la verifica a fatica dei ponti ferroviari italiani, richiede importanti aggiornamenti.

Scopo della memoria è discutere le conseguenze dall'introduzione degli spettri di carico ferroviario dell'EC1-2 sulla progettazione a fatica dei ponti ferroviari in c.a. e c.a.p., ed i possibili adattamenti degli stessi spettri alla situazione italiana.

Lo studio parte dal confronto del danneggiamento a fatica per tensioni normali indotto dallo spettro di carico ferroviario dell'Istruzione 44F e dagli spettri di carico dell'EN1991-2 nella sezione di mezzeria di travate semplicemente appoggiate di luce variabile tra 1 m e 100 m, pervenendo anche alla definizione dei coefficienti di danneggiamento equivalente λ per curve S-N bilatere, prive di limite di fatica, coerenti con quelle proposte nell'EN1992-1-1 (2005) per la verifica delle armature metalliche da c.a. e c.a.p..

L'analisi critica dei risultati ottenuti evidenzia anche che i valori dei coefficienti di danneggiamento equivalente da adottare nel metodo λ sono in molti casi significativamente diversi da quelli proposti nell'Eurocodice EN1992-2 (2005).

2. SPETTRI DI CARICO FERROVIARIO

Nello studio si è fatto riferimento, oltre che allo spettro di carico a fatica dell'Istruzione 44F, anche allo spettro di carico standard e allo spettro di carico pesante dell'EN1991-2, sintetizzati nel seguito.

Ai fini del confronto, il flusso di massa annuo relativo a ciascuno spettro è stato uniformato a 37 Mt/anno, corrispondenti al flusso previsto dallo spettro FS, incrementando proporzionalmente il numero di cicli dello spettro, in considerazione della linearità della legge di danneggiamento di Palmgren-Miner.

2.1 Lo spettro di carico dell'Istruzione 44F

Lo spettro di carico ferroviario finora adottato in Italia, come detto, è lo spettro dell'Istruzione 44F.

Questo spettro, illustrato in figura 1, è costituito da nove treni tipo, dei quali cinque passeggeri e quattro merci, per un flusso totale di 120 treni/giorno e di 37 Mt/anno e rappresenta bene la situazione italiana nelle tratte maggiormente frequentate.

2.2 Gli spettri di carico dell'Eurocodice EN1991-2

L'Eurocodice EN1991-2 prevede due diversi spettri di carico ferroviario, a seconda che la linea sia interessata da traffico standard o da traffico pesante.

Lo spettro standard, tipico delle linee principali a destinazione mista e caratterizzato da carichi asse di intensità massima 225 kN, è costituito dagli otto treni-tipo, quattro passeggeri e quattro merci, rappresentati in figura 2, per un flusso totale di 67 treni/giorno e di 24.95 Mt/anno.



Lo spettro pesante, tipico di linee dedicate al traffico merci, è invece caratterizzato da carichi asse di intensità fino a 250 kN ed è costituito dai quattro treni merci tipo rappresentati in figura 3, per un flusso totale di 51 treni/giorno e di 24.78 Mt/anno.

2.3 Coefficienti dinamici

I coefficienti dinamici $1+\varphi$ da impiegare per il confronto tra i diversi spettri sono stati determinati impiegando l'espressione

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + 0.5 \varphi''$$
 (1)

conformemente a quanto previsto dall'Istruzione 44F per le verifiche di linee con buono standard manutentivo. La (1), peraltro, coincide con l'espressione data nell'EN1991-2 per i treni reali. Per le verifiche a fatica, invece, l'EN1991-2 consente di ridurre al 50% l'effetto dinamico φ , per cui risulta

 $1 + \varphi = 1 + 0.5 (\varphi' + 0.5 \varphi'')$ (2)6x225 kN
 3
 12x(4x110 kN)
 4
 4
 5
 5
 8
 8
 7

 12x(4x110 kN)
 1
 12x(4x110 kN)
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 Treno tipo 1 - Passeggeri - V=200 km/h - P=6630 kN - n=12/d
 S:
 S:< ¥ ¥ Treno tipo 2 - Passeggeri - V=160 km/h - P=5300 kN - n=12/d
 Q;
 Q;< Treno tipo 3 - AV - V=250 km/h - P=9400 kN - n=5/
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 Q
 <thQ</th>
 <thQ</th>
 <thQ</th>
 <thQ</th>
 Treno tipo 4 - AV - V=250 km/h - P=5100 kN - n=5/d 6y225 kN 15x(6x225 kN) 1.8 1.8 1.8 4.4 2.1 1.8 1.8 5.7 *** Treno tipo 5 - Merci - V=80 km/h - P=21600 kN - n=7/d 6x225 kN 2x70 kN 2x70 kN 4x225 kN 4x225 kN Treno tipo 6 - Merci - V=100 km/h - P=14310 kN - n=12/d 6x225 kN
 22
 22
 22
 22
 22
 22
 22
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 23
 <th23</th>
 23
 23
 23</ 10x(4x225 kN) Treno tipo 7 - Merci - V=120 km/h - P=10350 kN - n=8/d 6x225 kN 22 22 22 35 22 22 22 20x(2x225 kN) Treno tipo 8 - Merci - V=100 km/h - P=10350 kN - n=6/d





Figura 3 – Spettro di carico ferroviario pesante dellEN1991-2

Nelle formule (1) e (2) φ ' e φ '' sono dati da

$$\varphi' = \frac{1}{1 - K + K^4} .$$
(3)
$$\varphi'' = \alpha \left[0.56 \, \mathrm{e}^{-\frac{L^2}{100}} + 0.5 \left(\frac{n_0 \, L}{80} - 1 \right) \mathrm{e}^{-\frac{L^2}{400}} \right],$$
(4)

dove *L* è la lunghezza caratteristica, in m, per l'elemento considerato, n_0 è la prima frequenza flessionale, in Hz, del ponte caricato con le sole azioni permanenti, α è un coefficiente dato da

$$\alpha = \min\left(1; \frac{V}{22}\right),\tag{5}$$

ove V è la velocità del treno in m/s e K è dato da

$$K = \frac{V}{2 L n_0} \,. \tag{6}$$

In mancanza di dati specifici, per n_0 si devono considerare i valori limite superiore,

$$n_0 = 94.76 \, L^{0.748} \tag{7}$$

ed inferiore,

$$n_0 = \max\left(\frac{80}{L}; 23.58 \, L^{0.592}\right),\tag{8}$$

adottando il valore del coefficiente dinamico più sfavorevole.

3. IPOTESI BASE DELLO STUDIO

3.1 Schema statico e linee d'influenza

Nello studio si è fatto riferimento al momento flettente in mezzeria in solette e ponti in c.a. nello schema di semplice appoggio e alla relativa linea d'influenza, considerando luci variabile tra 1 m e 100 m (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 60, 70, 80, 90 e 100 m), e unico binario, trascurando

quindi l'interazione tra treni transitanti simultaneamente su più binari, caso che esula dagli scopi della presente memoria.

3.2 Determinazione dello spettro di tensione

Facendo transitare lo spettro di carico sulla linea d'influenza, in ciascuno dei casi considerati si è determinato dapprima l'oscillogramma delle sollecitazioni e, successivamente, lo spettro di tensione, impiegando come metodo di conteggio il metodo del flusso di pioggia (rainflow method). Nel calcolo si è ipotizzata proporzionalità tra tensioni e sollecitazioni.

3.3 Curve S-N di riferimento

Per le verifiche a fatica si è considerato il caso particolarmente rilevante di armature ordinarie da c.a., in barre diritte o piegate, di armature da precompressione pretese oppure di armature post-tese costituite da trefoli singoli in guaine di plastica, tutte caratterizzate da curve S-N prive di limite di fatica, costituite da due tratti rettilinei di pendenza $k_1=5$ per $\Delta\sigma \ge \Delta\sigma_{\rm Rsk}$ e $k_2=9$ per $\Delta\sigma \le \Delta\sigma_{\rm Rsk}$, ove $\Delta\sigma_{\rm Rsk}$, che identifica la classe del particolare nei casi sopra citati, è la resistenza caratteristica a fatica a 10^6 cicli.

3.4 Vita di progetto e calcolo del danneggiamento

La vita di progetto di riferimento, ai fini del confronto, è stata ipotizzata uguale a 100 anni per un flusso totale di 3.7 Gt per ciascuno spettro di carico, mentre il danneggiamento è stato calcolato utilizzando la già ricordata legge di danneggiamento cumulativo di Palmgren e Miner.

4. ANALISI E DISCUSSIONE DEI RISULTATI

I risultati delle analisi effettuate sono sintetizzati, in funzione della luce L, nelle figure 4, 5, 6 e 7, in riferimento, di volta in volta, ad alcuni parametri particolarmente significativi ai fini del confronto. Più precisamente

- i grafici di figura 4 rappresentano la vita a fatica relativa garantita sotto l'effetto degli spettri standard e pesante (P) dell'EC1-2 da dettagli progettati per lo spettro 44F, che in essi, quindi, produce danneggiamento D unitario;
- i grafici di figura 5 rappresentano il danneggiamento relativo indotto dai diversi spettri, considerando unitario il danneggiamento indotto dallo spettro più severo;
- i grafici di figura 6 rappresentano il danneggiamento relativo indotto dagli spettri 44F e dallo spettro pesante dell'EN1991-2 in dettagli progettati per lo spettro standard EN1991-2, che in essi induce danneggiamento unitario, e, infine,
- in figura 7 sono rappresentati i rapporti tra i delta di tensione equivalente dello spettro considerato e quelli dello spettro standard EC1-2: il confronto è specializzato in termini di rapporto tra la classe minima di resistenza a fatica del particolare, $\Delta \sigma_{c.min}$, da adottare per garantire il soddisfacimento della verifica sotto lo spettro considerato, e la classe minima di resistenza a fatica del particolare, che garantisce i1 $\Delta \sigma_{\rm c,min(EC1-2)}$, soddisfacimento della verifica sotto lo spettro standard EC1-2. Per maggior completezza di informazione, anche allo scopo di anticipare alcune importanti considerazioni che saranno sviluppate nel prosieguo, il diagramma è completato anche con le curve che rappresentano il rapporto tra i delta di tensione equivalenti indotti dallo

spettro standard dell'EC1-2 per volumi di 37 Mt/a e quelli indotti dallo stesso spettro per volumi di 24.95 Mt/a, nonché il rapporto tra i delta equivalenti indotti dallo spettro pesante per volumi di 24.78 Mt/a e quelli indotti dallo spettro standard per volumi di 24.95 Mt/a.







Figura 5 – Danneggiamento relativo di dettagli per i quali D_{max}=1



Figura 6 – *Danneggiamento relativo di dettagli per i quali* $D_{ECI-2}=1$



Figura 7 – Rapporto tra i $\Delta \sigma_{eq}$ in termini di classi minime

I risultati ottenuti permettono di osservare che:

- come atteso, lo spettro 44F risulta meno severo, a parità di flusso annuo, degli spettri dell'EC1-2, ma le differenze sono distribuite in modo molto disomogeneo in funzione della luce;
- per strutture di luce modesta, in cui il danneggiamento è governato dai carichi asse, ed in particolare per il campo di luci compreso tra 5 e 10 m, il danneggiamento prodotto dallo spettro 44F è significativamente minore, fino a 10 volte e oltre, di quello prodotto dagli spettri EC1-2;
- nell'intervallo di luci compreso tra 10 m e 20 m il rapporto tra il danneggiamento indotto dallo spettro 44F e quello indotto dagli spettri EC1-2 aumenta rapidamente fino ad attingere valori superiori a 0.6 nel campo di luci compreso tra 20 m e 32 m, con massimo pari a circa 0.7 per 22-24 m, per poi decrescere successivamente; in questa zona il danneggiamento prodotto dallo spettro 44F può risultare maggiore di quello indotto dagli spettri EC1-2 con i flussi di riferimento, prossimi a 25 Mt/anno;
- per strutture di luce maggiore di 45 m, in cui il danneggiamento è governato dal carico equivalente uniformemente distribuito, il rapporto tra il danneggiamento prodotto dallo spettro 44F e il danneggiamento prodotto dagli spettri EC1-2 è pressoché indipendente dalla luce ed è uguale a circa 0.4 in riferimento allo spettro standard e a circa 0.48 in riferimento allo spettro pesante;
- per strutture di luce modesta, il rapporto tra il danneggiamento prodotto dallo spettro standard dell'EC1-2 e il danneggiamento prodotto dallo spettro pesante dell'EC1-2, D_{EC1-2}/D_{EC1-2P} è molto minore di 1, fino a un minimo di circa 0.45, per L=2 m e L=12 m; nell'intervallo di luci compreso tra 5 m e 7 m, tuttavia, esso aumenta sensibilmente attingendo valori superiori a 0.8, fino a un massimo di circa 1.0 per L=6 m: questo fenomeno dipende evidentemente dalla particolare geometria dei treni tipo considerati e al fatto che lo spettro standard è caratterizzato da un maggior numero di treni/giorno;
- per luci comprese tra 12 m e 20 m, D_{ECI-2}/D_{ECI-2P} aumenta considerevolmente con la luce per poi attingere valori maggiori di 1.0 nell'intervallo di luci compreso tra

22 m e 32 m, con un massimo di 1.10 circa per L=26 m; in questo intervallo, in cui, come già rilevato, anche la severità relativa dello spettro 44F tende ad aumentare, lo spettro standard risulta più severo dello spettro pesante: il fenomeno è dovuto al fatto che in questo campo il delta di sollecitazione è causato essenzialmente dal transito del locomotore e/o dei carri più pesanti e che l'ampiezza dei cicli secondari è molto piccola, cosicché il danneggiamento dipende più dal numero dei cicli di ampiezza significativa, e quindi dal numero giornaliero di treni tipo, che dai cicli di ampiezza massima, associati ai treni più pesanti, che sono più contenuti in numero;

- per luci superiori a 36 m, il rapporto D_{ECI-2}/D_{EC}
- i comportamenti descritti in termini di danneggiamento sono puntualmente confermati, in termini qualitativi, dai diagrammi dei rapporti tra i delta di tensione equivalenti riportati in figura 7;
- le curve di figura 7 dimostrano che, in presenza di curve S-N a doppia pendenza, k₁ e k₂, quali quelle esaminate, il delta di tensione equivalente dipende non solo dal rapporto tra i danneggiamenti, ma anche dalla luce del ponte, che, come sarà meglio evidenziato in seguito, determina il valore efficace dell'esponente m, k₁≤ m≤ k₂, da considerare per ottenere il delta di tensione equivalente in funzione del danneggiamento: infatti, nel campo di luci L≥50 m, benché il rapporto D_{44F}/D_{EC1-2} sia pressoché costante, il rapporto tra Δσ_{c.min(44F)}/Δσ_{c.min(EC1-2)} diminuisce, indicando che anche m diminuisce;
- per lo stesso motivo, a dispetto del fatto che il rapporto tra i danneggiamenti sia costante e pari a 1.483, la curva $\Delta \sigma_{c,min(EC1-2 37 Mt)}/\Delta \sigma_{c,min(EC1-2 24.95 Mt)}$ non è orizzontale, confermando così che *m* decresce all'aumentare di *L*.

5. DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI λ

5.1 Il metodo dei coefficienti λ

11

Le verifiche a fatica possono essere semplificate e ricondotte ad una sorta di verifica di resistenza mediante il cosiddetto metodo dei coefficienti λ (Croce 2001), (Croce, Sanpaolesi 2004) che trova origine proprio in ambito ferroviario. Per i ponti ferroviari la verifica consiste nel controllare che sia soddisfatta la relazione

$$\gamma_{F,fat} \Delta \sigma_{s,equ} = \gamma_{F,fat} \lambda_s \, \phi \, \Delta \sigma_{s,LM71} \leq \frac{\Delta \sigma_{s,Rsk}}{\gamma_{s,fat}} \,, (9)$$

dove $\gamma_{F,fat}$ e $\gamma_{s,fat}$ sono i coefficienti parziali di sicurezza, $\Delta \sigma_{s,equ}$ è il delta di tensione equivalente, ϕ è il coefficiente dinamico, che può essere assunto uguale a ϕ_2

$$1 \le \phi_2 = 1.44 \left(\sqrt{L} - 0.2 \right)^1 + 0.82 \le 1.67 , \tag{10}$$

 $\Delta \sigma_{s,LM71}$ è il delta di tensione indotto dal treno di carico LM71 e, ove rilevante, dal modello SW/0, $\Delta \sigma_{Rsk}$ la resistenza caratteristica a N^* cicli, essendo per il caso in esame $N^*=10^6$ cicli, e λ_s il fattore di correzione necessario per calcolare il delta di tensione equivalente.

coefficiente
$$\lambda_s$$
 può essere calcolato come
 $\lambda_s = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$, (11)

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 treni su più di un binario.

Per i ponti ferroviari, l'EC2-2 fornisce per i coefficienti λ_i le espressioni qui riportate.

 λ_1 è costante e uguale a $\lambda_1(2)$ per $L \le 2$ m, è costante e uguale a $\lambda_1(20)$ per $L \ge 20$ m, ed è

$$\lambda_{1} = \lambda_{1}(2) + [\lambda_{1}(20) - \lambda_{1}(2)](\log L - 0.3), \qquad (12)$$

per 2 m<L<20 m: per travate semplicemente appoggiate e curve S-N con pendenze k_1 =5 e k_2 =9, risulta $\lambda_1(2)$ =0.9 e $\lambda_1(20)$ =0.65 per lo spettro di carico standard e $\lambda_1(2)$ =0.95 e $\lambda_1(20)$ =0.7 per lo spettro di carico pesante.

 λ_2 e λ_3 sono, invece, espressi come

$$\lambda_{2} = \frac{k_{2}}{\sqrt{\frac{Vol}{25 \cdot 10^{6}}}},$$
(13)
$$\lambda_{3} = \frac{k_{2}}{\sqrt{\frac{N_{Y}}{100}}},$$
(14)

dove *Vol* rappresenta il volume annuo di traffico per binario, N_Y la vita di progetto da considerare ai fini della verifica a fatica e k_2 è la pendenza del secondo ramo della curva S-N, che per il caso qui esaminato è k_2 =9. I coefficienti λ_2 e λ_3 hanno ovviamente struttura analoga, perché traducono entrambi la linearità del danneggiamento.

L'espressione di λ_4 e i fenomeni d'interazione non sono qui discussi, perché esulano dagli scopi del presente studio.

5.2 Determinazione di λ_1 per gli spettri dell'EC1-2

Con riferimento all'ampia casistica precedentemente indicata al §3 e considerando un volume annuo di traffico di 25 Mt, sono stati determinati i coefficienti λ_1 , relativi a travate semplicemente appoggiate, per gli spettri standard e pesante dell'EC1-2, da confrontare con quelli forniti dall'EC2-2.

Nello studio sono state introdotte alcune variabili. Nel valutare il danneggiamento effettivamente indotto dai carichi degli spettri si sono distinti due diversi casi, differenziati in base all'espressione, (1) o (2), adottata per determinare i coefficienti dinamici. Anche per il calcolo del delta di tensione di riferimento, $\Delta \sigma_{s,LM71}$, si sono distinti due diversi casi, a seconda che il treno di carico fosse costituito dal solo modello LM71 o, come suggerito dagli Eurocodici, fosse rappresentato dal treno più severo tra il modello LM71 e il modello SW/0.

I risultati sono sintetizzati nelle figure 8, 9 e 10. La figura 8 illustra l'andamento delle curve λ_1 –*L*, corrispondenti agli spettri standard e pesante dell'EC1-2 e ad un volume di traffico annuo di circa 25 Mt, quando i coefficienti dinamici sono valutati con l'espressione (1): per ciascuno spettro sono fornite due curve, a seconda che il delta di tensione $\Delta \sigma_{s,LM71}$ sia calcolato in riferimento al solo treno di carico LM71 oppure considerando anche il treno SW/0, che, nello specifico, è più severo nell'intervallo di luci compreso tra 15 m e 23 m circa. Allo scopo di facilitare l'analisi critica dei risultati, nella stessa figura sono anche rappresentate le curve λ_1 –*L* fornite dall'EC2-2 per i casi in esame e le cui espressioni sono riportate nel precedente §5.1. La figura 9 è analoga alla figura 8, ma le curve ivi riportate sono ottenute considerando per i

treni degli spettri coefficienti dinamici ridotti, calcolati secondo l'espressione (2).





Figura 9 – Coefficienti λ_1 per spettri EC1-2 (25 Mt/a) e ϕ ridotti (2)

Considerando nuovamente la casistica già ricordata, sia in termini di coefficienti dinamici, sia in termini di treni di carico impiegati, sono state poi determinate le curve λ_1 -L relative allo spettro 44F da 37 Mt/a, ipotizzando un coefficiente di adattamento per il traffico α =1.1. Le curve così determinate sono confrontate con quelle fornite dall'EC2-2 in figura 10.

In figura 11, infine, sono rappresentati i rapporti λ_{ϕ} tra i λ_{1} , e conseguentemente i delta equivalenti $\Delta \sigma_{s,equ}$, associati agli spettri EC1-2 da 25 Mt/a, dinamizzati con coefficienti normali (1) e ridotti (2), rispettivamente.



Figura 10 – Coefficienti λ_1 per lo spettro 44F (37 Mt/a) con α =1.1



Figura 11 – λ_{ϕ} per spettri EC1-2 (25 Mt/a)

L'analisi dei risultati dimostra che:

- per luci piccole, i coefficienti λ₁ per gli spettri ferroviari dipendono da L in maniera molto più marcata di quanto indicato nell'EC2-2, in particolare, λ₁ non è costante per L≤ 2 m;
- quando il danneggiamento effettivo prodotto dagli spettri dell'EC1-2 da 25 Mt/a è calcolato considerando valori normali dei coefficienti dinamici, in accordo con l'espressione (1), l'uso dei valori λ₁ forniti dall'EC2-2 comporta una sottostima sistematica del danneggiamento stesso per tutte le luci considerate; il rapporto tra i valori λ₁ effettivi e i valori λ₁ dati dall'EC2-2, infatti, è circa 1.5 per luci piccole, si riduce all'aumentare della luce per attingere, nell'intorno di 20 m, un minimo di circa 1.13 per lo spettro standard e di circa 1.05 per lo spettro pesante, stabilizzandosi intorno ad un valore costante di circa 1.15, per luci maggiori di 30 m, per lo spettro standard, e di circa 1.1, per luci maggiori di 50 m, per lo spettro pesante;
- se, come suggerito nell'EC1-2, il danneggiamento effettivo prodotto dagli spettri dell'EC1-2 da 25 Mt/a è calcolato considerando valori normali dei coefficienti dinamici, in accordo con l'espressione (2), i λ_1 dati dall'EC2-2 conducono a stime accettabili del danneggiamento stesso nel campo di luci compreso tra 8 m e 22 m circa per lo spettro standard e nel campo di luci compreso tra 4 m e 40 m circa per lo spettro pesante; il rapporto tra i valori λ_1 effettivi e i valori λ_1 dati dall'EC2-2 attinge valori massimi prossimi a circa 1.2 per luci molto piccole e a circa 1.15 per luci molto grandi, se si considera lo spettro pesante;
- i coefficienti λ₁ dell'EC2-2 necessitano, pertanto, di nuove calibrazioni e di ulteriori affinamenti;
- le curve dei coefficienti λ_1 effettivi relative al danneggiamento indotto dallo spettro 44F da 37Mt/a sono più basse di quelle relative agli spettri EC1-2, e molto meglio approssimate dalle curve EC2-2, soprattutto nel caso in cui il danneggiamento effettivo sia valutato considerando, per gli effetti dinamici, l'espressione ridotta (2): questo si spiega, da un lato, con la minore aggressività dello spettro 44F nel campo delle piccole luci, dall'altro con l'adozione del coefficiente di adattamento α =1.1, che incrementa il $\Delta \sigma_{s,LM71}$ e che quindi equivale a considerare i coefficienti λ_1 dell'EC2-2 accresciuti del 10%;
- i valori dei coefficienti λ_φ possono essere approssimati con sufficiente accuratezza e con errori massimi dell'ordine del 2%, come evidente in figura 12, mediante il rapporto tra i coefficienti dinamici, normale e ridotto, relativi a treni-tipo particolarmente significativi: per lo spettro standard dell'EC1-2 risulta rappresentativo il treno tipo n. 7, per lo spettro pesante risulta rappresentativo il treno tipo n. 6.

5.3 Determinazione di λ_2 e λ_3 per gli spettri dell'EC1-2

Come già evidenziato al §4, le espressioni (13) e (14), che legano il $\Delta \sigma_{s.equ}$ alla variazione di danneggiamento conseguente a variazioni di volume di traffico e/o di vita a fatica, possono risultare in alcuni casi inadeguate. Infatti, se è vero che, una volta assegnata la classe di resistenza a fatica del particolare, il danneggiamento varia in proporzione al numero di cicli, considerazioni diverse debbono essere svolte quando, in presenza di curve S-N a due rami, si voglia determinare il valore minimo di $\Delta \sigma_{s,equ}$, o, in altri termini, la classe di resistenza del dettaglio tale da garantire il soddisfacimento della verifica. In questo caso, infatti, il rapporto tra i delta di tensione equivalenti $\Delta \sigma_{s,equ}$ corrispondenti a valori diversi di danneggiamento dipende dallo spettro di tensione e dalla zona della curva S-N da esso interessata.



Figura 12 – Approssimazioni di λ_{ϕ} per spettri EC1-2 (25 Mt/a)

Nel caso di curve S-N bilatere, quali quelle qui esaminate, espressioni del tipo (13) e (14) valgono solo quando lo spettro di tensione interessa esclusivamente un ramo, a pendenza costante, della curva stessa, cosicché l'esponente della radice corrisponde alla pendenza del ramo interessato. In caso contrario, onde evitare errori rilevanti, l'esponente deve essere convenientemente modificato.

Per meglio evidenziare il fenomeno sopra descritto e le sue conseguenze, si sono nuovamente determinate, sempre in riferimento al momento in mezzeria di travate semplicemente appoggiate di luce compresa tra 1 m e 100 m, le classi di resistenza a fatica minime necessarie a garantire vite a fatica di 25 anni o 200 anni per effetto degli spettri, standard e pesante, dell'EC1-2, e dello spettro 44F.

Richiedere vite a fatica di 25 anni o 200 anni equivale, ovviamente, a richiedere garantire la resistenza a fatica per volumi di traffico complessivi di 0.625 Gt o 5.0 Gt, rispettivamente, per gli spettri EC1-2 e di 0.925 Gt e 7.4 Gt, rispettivamente, per lo spettro 44F.

Il rapporto tra le classi di resistenza minima così determinate e la corrispondente classe minima relativa a 100 anni (2.5 Gt o 3.7 Gt) è il valore del coefficiente

$$\lambda^* = \lambda_2 \,\lambda_3 \tag{15}$$

relativo al caso esaminato, mediante il quale si può ricavare il valore efficace m, $k_1 \le m \le k_2$, dell'esponente della radice, da introdurre nelle espressioni (13) e (14) per correlare correttamente il rapporto tra i danneggiamenti e la variazione del delta di tensione equivalente.

Le curve che descrivono la dipendenza degli esponenti efficaci m dalla luce L per i diversi spettri di carico sono

riportate nelle figure 13 e 14, in riferimento ai casi N_Y =25 anni e N_Y =200 anni, rispettivamente.



Figura 13 –Valori degli esponenti efficaci m per N_Y =25 anni



Figura 14 – Valori degli esponenti efficaci per $N_Y = 200$ anni

L'esame delle figure 13 e 14 conferma ulteriormente quanto già anticipato:

- al diminuire della vita utile gli esponenti efficaci tendono a ridursi, a parità di luce, e il campo di luci corrispondente a valori m=k₂ tende a contrarsi; l'estremo superiore del campo, infatti, che è prossimo a 25 m quando N_J=200 anni, si sposta nell'intervallo 10 m - 15 m per N_J=25 anni;
- all'aumentare della luce *L* gli esponenti efficaci diminuiscono;
- evidentemente, i fenomeni descritti sono legati al fatto che ad un aumento della luce o ad una riduzione della

vita utile o del volume complessivo di traffico è associata, a parità di spettro, una riduzione del numero di cicli, che fa sì che lo spettro di tensione limite tenda ad interessare anche il ramo superiore della curva S-N, caratterizzato da pendenza minore;

• le espressioni (13) e (14) risultano in molti casi inadeguate, perché in presenza di volumi complessivi di traffico maggiori di quelli di riferimento, possono determinare pericolose sottostime dei coefficienti λ_2 e λ_3 , così come, al contrario, in presenza di volumi di traffico ridotti, possono determinare dimensionamenti eccessivamente conservativi.

6. CONCLUSIONI

Si sono illustrate e discusse le conseguenze dell'introduzione in Italia degli spettri di carico ferroviario dell'EC1-2, discutendone anche la calibrazione ai fini dell'applicazione del metodo dei coefficienti λ , e si analizzate criticamente le espressioni fornite dall'EC2-2 per i coefficienti λ_1 , λ_2 e λ_3 .

Il confronto delle indicazioni normative con i risultati ottenuti nell'ambito dello studio qui illustrato ha consentito di trarre importanti conclusioni e ha evidenziato la necessità di nuovi studi per l'affinamento e la ricalibrazione dei coefficienti λ proposti nell'EC2-2.

Ovviamente, i risultati illustrati benché relativi ad una casistica rilevante, necessitano di ulteriori approfondimenti e sviluppi, anche contemplando schemi statici più complessi, che saranno oggetto degli studi futuri.

BIBLIOGRAFIA

- [1] UNI EN 1991-2 (2005) Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges, Milano, UNI.
- [2] FS (1992) *Istruzione n. 44F. Verifiche a fatica dei ponti ferroviari metallici*, Roma, Ente Ferrovie dello Stato.
- [3] UNI EN 1992-1-1 (2005) Eurocodice 1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici, Milano, UNI.
- [4] UNI EN 1992-2 (2005) Eurocodice 1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi, Milano, UNI.
- [5] CROCE, P. (2001) Background to Fatigue Load Models for Eurocode 1: Part 2 Traffic Loads. *Progress in Structural Engineering and Materials* 1(3:4): 250-263.
- [6] CROCE, P., SANPAOLESI, L. (2004) *Design of bridges*. Pisa: TEP.

IL PROGETTO STRUTTURALE DEL MAXXI, CENTRO D'ARTE CONTEMPORANEA A ROMA

Giorgio Croci¹, Aymen Herzalla²

1 Professore Ordinario nell'Università di Roma La Sapienza 2 Architetto ed ingegnere dirigente della Società SPC Srl

SOMMARIO

Nel quartiere romano Flaminio è sorto il MAXXI, il museo nazionale delle arti del XXI secolo, ideato dall'architetto Zaha Hadid. La sua realizzazione è cominciata nel 2003, dando vita ad un cantiere di sperimentazione e di innovazione. Connotano principalmente l'opera, la cui progettazione si è dimostrata impegnativa ed entusiasmante, due elementi: le pareti che delimitano le gallerie espositive (Suite) e che determinano l'intreccio dei volumi; la copertura trasparente che permette l'illuminazione naturale degli ambienti. Il cemento è il vero protagonista del MAXXI: sono di c.a. autocompattante (SCC) le pareti che ne caratterizzano la forma e la struttura, come pure le superfici orizzontali ed il rivestimento delle lame di copertura, eseguito in cemento fibrorinforzato (GRC).

SUMMARY

In Rome's Flaminio district has risen the MAXXI, the national museum for the arts of the 21st (XXI) century, conceived by architect Zaha Hadid. Its construction began in 2003, in a construction yard of experiment and innovation. The elements connoting the oeuvre, design of which was challenging and exciting, basically number two: the walls that delimit the exposition galleries (Suites) and that determine the interlacing of the volumes; and the transparent roof that naturally lights the rooms. Cement concrete is the MAXXI's true protagonist. In fact of SCC (self-compacting concrete) are the walls characterizing its form and structure, as too are the horizontal surfaces and the cladding of roof blades, entirely executed with fibre-reinforced concrete (GRC).

1. LA CONCEZIONE DELL'OPERA: STRUTTURA E ARCHITETTURA

Per struttura in genere si intende quella parte della costruzione a cui è affidata la capacità portante, cioè la resistenza ai carichi statici, alle azioni dinamiche, quali il sisma ed il vento, ed alle varie azioni in genere (effetti termici, ecc.).

La "leggibilità" di una struttura dipende da scelte più o meno maturate congiuntamente dall'architetto e dall'ingegnere nonché dai materiali e dalle tecnologie a disposizione nelle diverse epoche.

Certamente nella concezione delle grandi opere del passato, quando i materiali erano più "deboli", le esigenze strutturali dominavano nella scelta di forma e geometria, così che l'architettura ne era condizionata: la "struttura" coincideva con l'intera costruzione ed il messaggio estetico coincideva con il messaggio strutturale, cioè la forma mostrava il flusso delle forze e la potenza statica della costruzione. Basti pensare al gotico e alle grandi cupole rinascimentali del Brunelleschi e di Michelangelo ove le possenti nervature lasciano intuire e leggere il cammino degli sforzi dalla sommità fino alle fondazioni. Così nel passato l'ingegnere-architetto si è materializzato in una sola persona e poco si concedeva alla forma se non in funzione di un tornaconto statico e costruttivo perché l'ottimizzazione della forma era una condizione irrinunciabile per il miglior uso dei materiali dell'epoca.

Oggi la situazione è diversa: materiali ad alta resistenza, tecnologie d'avanguardia, mezzi di cantiere eccezionali consentono di liberare la forma dell'architettura dalla forma che vorrebbe una buona concezione del comportamento statico rendendo possibile in alcuni casi una espressione spaziale che si libera dai condizionamenti strutturali avvicinandosi, sotto certi aspetti, alla scultura; ne sono illustri esempi il museo Guggenheim a Bilbao, la cupola del Campidoglio a Washington (strutturalmente in acciaio, architettonicamente in pietra) e così via.

Nel MAXXI vi è certamente, dal punto di vista formale, una chiara integrazione tra struttura ed architettura, caratterizzata da audaci strutture curve, con grandi sbalzi sostenuti in pochi punti di appoggio.

Questa integrazione tra la concezione strutturale ed architettonica si perde tuttavia nel momento in cui i vincoli forniti dagli appoggi e gli sfalsamenti tra i piani ai diversi livelli sono stati dettati da scelte puramente architettoniche, perdendo il riferimento ad una razionalità statica ed al logico flusso delle tensioni, costringendo quindi le strutture (per lo più in cemento armato) a sopportare sollecitazioni di torsione e in genere stati di tensione elevatissimi che hanno richiesto una quantità abnorme di armature ed, a volte, addirittura l'inserimento di travi metalliche nascoste entro il getto.



Figura 1 – Le grandi pareti in cemento armato del MAXXI

La disposizione dei vincoli strutturali ha in effetti rappresentato un serio problema perché produce stati elevatissimi di tensione, di cui si è detto, e, in relazione alla elevata iperstaticità, contrasta le deformazioni prodotte da temperatura, viscosità e ritiro del calcestruzzo. Si è reso quindi necessario creare una serie di nuovi giunti strutturali ricercando un compromesso tra le varie esigenze.

L'iperstaticità infatti può essere solo parzialmente ridotta, perché se da un lato ha conseguenze negative riguardo effetti termici, fenomeni viscosi e ritiro, dall'altro è necessaria per rendere possibile un difficile e complesso equilibrio.

2. LA CONCEZIONE STRUTTURALE

2.1 Aspetti generali

Le caratteristiche strutturali principali del MAXXI possono individuarsi in un sistema di pareti in cemento armato assai articolate che in alcune zone formano strutture di tipo scatolare, mentre in altre formano una serie di gallerie (Suite) che, a diverse quote, si intersecano tra loro.

Queste gallerie hanno una sezione ad "U" con pareti spesso inclinate e curve con luce notevole che supera i 100 m.

La sommità delle pareti delle gallerie è in genere collegata da travi in acciaio che a loro volta sopportano delle lamelle anch'esse in acciaio, rivestite con un guscio di calcestruzzo fibrorinforzato; tra le lamelle sono poste le vetrate che assicurano l'illuminazione.

Il problema strutturale è reso particolarmente complesso dagli scarsi punti di appoggio e dalla irregolarità di questi, così che le due pareti di una stessa galleria in genere non trovano gli appoggi nella stessa sezione bensì in posizioni diverse inducendo stati tensionali particolarmente severi.

Per ridurre l'elevata iperstaticità della struttura (lo sviluppo in lunghezza è dell'ordine dei 300 m) si sono introdotti alcuni giunti in numero limitato, sia per gli aspetti

architettonici, sia per l'impossibilità di interrompere la continuità di gallerie in curva di notevole lunghezza. Ne risulta una struttura che resta comunque altamente iperstatica, con stati di tensione elevati corrispondenti spesso ad effetti termici.

Per quanto riguarda il ritiro si è utilizzato un calcestruzzo autocompattante con additivi espansivi in modo da compensare il fenomeno ed eliminare le conseguenti fessurazioni.

Al fine di un migliore comportamento sismico si è cercato di mantenere la continuità strutturale sotto l'effetto di azioni dinamiche rendendo i giunti rigidi, impedendo gli spostamenti relativi tramite l'inserimento di shock transmitters.

L'analisi di un'opera di tale complessità ha posto inoltre diversi problemi, non potendosi studiare con i mezzi ordinari di calcolo e non avendosi esperienze di programmi in grado di gestire una struttura di queste dimensioni nelle innumerevoli situazioni di carico previste dalla attuale normativa. Dopo diversi studi preliminari con programmi che consentivano di modellare solo porzioni del complesso si è ricorsi a programmi di nuova generazione che hanno consentito di modellare tutta la struttura comprese le fondazioni. I dettagli sono affrontati più avanti.

2.2 Scavi e fondazioni

La realizzazione dell'opera ha richiesto grandi scavi, estesi a tutta l'area, che hanno raggiunto una profondità di circa 7 m dal piano di campagna.

In particolare, gli scavi in adiacenza agli edifici esistenti hanno richiesto la realizzazione di paratie con pali spinti ad una profondità di 16 m e tiranti ancorati al terreno retrostante.

Le fondazioni delle strutture sono su pali ϕ 800 e ϕ 1000 di profondità variabile dell'ordine di 40 m così da superare gli strati alluvionali e intestarsi nello strato profondo di ghiaia sabbiosa.

2.3 L'integrazione con le preesistenze

Il MAXXI integra le nuove strutture con quelle preesistenti, sul lato via Guido Reni, facenti parte del vecchio edificio in muratura adibito a museo.

Di questo edificio viene mantenuta la facciata e la parte di confine ad Ovest, essendo il resto incompatibile con i carichi e le funzioni previste. Il tetto viene comunque riproposto a falde, seppur con capriate in acciaio, secondo la forma originaria, così pure vengono ricostruiti nella stessa posizione, più resistenti, i pilastri in ghisa del piano terra nonché i solai in ferro e voltine.

2.4 Le gallerie in cemento armato

Il MAXXI è un'opera imponente le cui pareti sviluppano una superficie di 40000 m² (di cui 20000 in faccia vista). Le gallerie rappresentano l'elemento più importante caratterizzante l'opera e, come già detto, sono costituite da una sezione in cemento armato ad "U" (costituita da una soletta e due pareti) chiusa in sommità da una struttura metallica.



Figura 2 – Sezione tipica delle gallerie

Le gallerie sono strutture continue con sviluppo superiore ai 100 m, per lo più in curva, i cui appoggi, a distanze che raggiungono i 50 m, non sorreggono in genere l'intera sezione, forniscono bensì supporti irregolari che comportano sensibili effetti torsionali nelle gallerie stesse.

Le opere di banchinaggio comprendono un complesso sistema di casserature, tutte centinate e puntellate; tale soluzione è stata necessaria per contrastare le spinte idrostatiche del calcestruzzo rispettando la prescrizione di ottenere una superficie a vista liscia. Per garantire tali risultati sono stati utilizzati casseri e pannelli di rivestimento di alta qualità, prodotti su misura e utilizzati, nella maggior parte dei casi, con un coefficiente di reimpiego di una sola volta.

Il solaio è realizzato in due zone con travi a "T" prefabbricate, accostate ed integrate da un getto di conglomerato, in altre con solette piene ed alleggerite di spessore variabile tra 60 e 100 cm. Le pareti, di spessore pari a 30-40 cm e lunghezza di 80-100 m sono realizzate con cemento facciavista del tipo autocompattante.

2.5 I giunti strutturali e gli shock transmitters

La continuità strutturale e gli inevitabili giunti necessari per ridurre gli stati di coazione prodotti da ritiro, viscosità ed effetti termici, hanno rappresentato uno dei problemi più importanti che si sono dovuti affrontare. La continuità strutturale infatti è una condizione importante per resistere non solo agli effetti sismici ma anche agli stati tensionali indotti dalla geometria e dai sostegni irregolari che le scelte architettoniche hanno condizionato.

La scelta del numero e il posizionamento dei giunti hanno rappresentato quindi un momento assai delicato della concezione strutturale ricercando un compromesso tra esigenze contrastanti. Tale compromesso è stato raggiunto ricorrendo, come accennato in precedenza, all'impiego di shock transmitters.

2.6 L'articolare spaziale delle strutture

E' stato già detto che le strutture, per lo più in cemento armato, si articolano in modo assai complesso nello spazio intersecandosi tra loro a diversi livelli con vincoli reciproci a volte continui, a volte puntiformi, che comunque non possono seguire (per i condizionamenti architettonici) distribuzioni razionali dal punto di vista di una ottimizzazione del comportamento strutturale.

E' questo il caso ad esempio della intersezione tra la Suite 2 e la sovrastante Suite 5 che su questa si appoggia per uscire poi a sbalzo per 17 m.

Ne risulta una struttura di collegamento verticale, nella quale trovano spazio scale ed ascensori, assai complessa, in cui due grandi mensole metalliche (travi FAR) inglobate in un getto di calcestruzzo, a sbalzo dal corpo ascensore, sorreggono le pareti perimetrali della galleria sovrastante.

2.7 Le coperture in acciaio e vetro

Il carattere predominante del progetto è costituito da una serie di gallerie a prevalente sviluppo orizzontale. Ognuna di queste ha una copertura di tipo trasparente percorsa da lamelle in acciaio, rivestite con un guscio di calcestruzzo fibrorinforzato prefabbricato con andamento longitudinale parallelo ai muri perimetrali delle gallerie stesse.

La trave reticolare composta sorregge tutti i carichi della copertura ed i carichi espositivi museali ad essa appesi. La struttura è protetta dall'azione dell'incendio mediante verniciatura intumescente e rivestita da un guscio in GRC che le fa assumere la geometria ed il volume previsti dal progetto architettonico. All'interno del guscio sono alloggiati tutti i meccanismi di movimento delle lamelle frangisole.

In diverse zone queste travi sono curve e necessitano di un rinforzo trasversale per ridurre gli effetti torsionali.

Le travi trasversali principali, che poggiano sui muri perimetrali delle gallerie, sono costituite da profilati in acciaio di diverse dimensioni.

2.8 I collegamenti verticali

Tutte le scale e le rampe vengono sorrette dalle pareti laterali e/o dalle fasce piene di solaio in corrispondenza dei collegamenti.

Le scale in cemento armato, essendo quasi sempre interne ai nuclei in cemento armato, sono state progettate prevalentemente come solette rampanti con gradini portati.

Le scale e le rampe metalliche sono realizzate con profilati prevalentemente tipo "H", vincolati alle pareti in c.a. mediante incastri (flange saldate di testa), cerniere (bullonature d'anima) o appoggi. Nelle zone in cui i setti in c.a. presentano dei giunti di dilatazione, le rampe metalliche sono state rese strutturalmente indipendenti mediante la realizzazione di giunzioni in grado di trasmettere le sole azioni taglianti, garantendo la piena libertà di scorrimento in direzione assiale.



Figure 3-7 – Fasi di costruzione del centro d'arte contemporanea



Figure 8-10 – Fasi di costruzione; Figura 11 – La copertura vetrata; Figure 12-13 – La struttura completata

3. ATTIVITÀ DI PROGETTAZIONE SVOLTE

Uno degli aspetti della progettazione strutturale ha riguardato la verifica sismica, che al tempo della precedente fase progettuale non era richiesta. La verifica, che ha considerato un sisma di III categoria, ha comportato una serie di modifiche rispetto al Progetto Esecutivo già approvato nel Luglio del 2003, aumentando lo spessore di alcune pareti verticali, inserendo opportuni shock-transmitters nei giunti di dilatazione termica (Fig. 14), rinforzando alcuni elementi delle strutture trasparenti di copertura, ecc.



Figura 14 – Shock transmitter

La complessità del comportamento strutturale d'insieme, legata soprattutto alle forme architettoniche, alla distribuzione dei vincoli, alla elevata iperstaticità unita ad una scarsa connessione d'insieme, ha obbligato la completa reimpostazione dell'analisi strutturale rispetto al Progetto Definitivo previsto in fase di gara; si sono quindi sviluppati una serie di modelli tridimensionali agli elementi finiti, in grado di cogliere l'effettiva distribuzione degli sforzi e delle deformazioni, sia in campo statico, con e senza variazioni termiche, che in campo dinamico in presenza di azione sismica.



Figura 15 – Il modello agli elementi finiti (vista solida)

Sono stati considerati 19 tipi di azioni, combinate in modo da ottenere le caratteristiche di sollecitazione relative allo Stato Limite Ultimo, agli Stati Limite di Esercizio ed alle sollecitazioni sismiche (SLU e SLD), giungendo a 63 combinazioni di carico. Un altro aspetto particolarmente importante è stato quello delle fasi di costruzione, comprese le strutture provvisorie e i banchinaggi, progettati ottimizzandone il riuso specie in relazione a disposizione irregolare e notevoli distanze mutue degli appoggi. Il processo di verifica è stato portato avanti affiancando ai programmi di calcolo processi semi-automatizzati, software specialistici, procedimenti alternativi, controlli manuali su schemi semplificati, modelli parziali delle strutture e dei singoli corpi di fabbrica, ecc.

Sono state prodotte circa 1100 tavole. È bene ricordare che alla quantità e qualità della documentazione si affianca tutta la produzione di documenti specialistici da parte dei fornitori e dei produttori coinvolti (si pensi alle centinaia di tavole relative alle coperture metalliche, alle scale metalliche, ai solai di piano, ecc. tutte comprensive di allegata documentazione tecnica).

4. MODELLO DI CALCOLO STRUTTURALE

Il modello ad elementi finiti ha preso in conto l'intera struttura simulando il comportamento d'insieme oltre agli effetti locali dei singoli elementi. Il modello ha tenuto conto dell'interazione tra terreno e struttura.

I primi modelli parziali sono stati analizzati usando il software ALGOR che, tuttavia, lasciava ai Progettisti l'enorme onere computazionale delle verifiche, che richiedevano poi specifici software, specifici fogli di calcolo, ecc.

Il passaggio all'uso del software PRO SAP della 2S.I. -Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l. (utilizzato e testato dai Progettisti nel corso degli anni e, soprattutto, su un congruo numero di progetti più volte verificati e controllati) ha portato notevoli vantaggi. Al suo utilizzo si sono affiancate analisi alternative di verifica, software diversi e modellazioni ed elaborazioni parziali, ottenute con altri codici di calcolo (come, ad esempio, il CDS della S.T.S. s.r.l. o il SAP 2000 della C.S.I.), validando così via via quanto fatto. L'utilizzo del software PRO SAP, che sfrutta ALGOR come motore, ha consentito non solo di generare un modello "completo e dettagliato" per quanto prima esposto, ma anche di ottenere in maniera semi-automatica la verifica strutturale dell'intero organismo e dei suoi singoli costituenti secondo normativa. Il modello finale conta circa 46000 nodi, 5000 elementi trave, 45000 elementi shell e 550 elementi solaio.

I Progettisti hanno quindi potuto concentrare gli sforzi nell'analisi delle criticità riscontrate, come ad esempio i considerevoli effetti degli sbalzi di temperatura su superfici di getto così imponenti (si pensi al "ponte in curva" costituente il camminamento dell'Edificio "D" sul primo livello – Suite 2).



Figura 16 – Deformazione per carico termico (a sx) e tensioni minime principali per carichi verticali (a dx)

La validazione più importante della progettazione è venuta dal campo: le prove, i collaudi e i monitoraggi hanno infatti confermato la giustezza e la correttezza delle ipotesi e degli schemi di calcolo adottati, comprovando la bontà delle soluzioni trovate.

La modellazione finale ha tenuto conto di eventuali e inaspettate mancanze di rigidezza per cedimenti imposti o avuti alla base, nonché delle diverse fasi di cantiere che si sono susseguite nel tempo.

5. CARATTERIZZAZIONE DINAMICA

La massa totale "sismica" dell'edificio, così come implementata nel modello, in aderenza ai pesi effettivamente riscontrabili, è pari a 369173 kN.

I modi caratterizzati da una massa percentualmente importante sono contraddistinti da numeri d'ordine anche piuttosto alti e la massa attivata è frazionata in un grandissimo numero di modi, tutti significativi (e ciò, lo si ricorda, è dovuto alla complessità dell'edificio e alla voluta ricchezza della modellazione adoperata).

Tabella 1 – Modi di vibrare principali e relative masse eccitate.

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z
(numero)	(s)	(kN)	(kN)	(kN)
1	0.312	4	28571	108
3	0.298	42603	12045	46
72	0.109	974	111	10188

* Si noti l'eterogeneità e la modesta massa eccitata (rispetto al totale di 369173 kN) dei tre modi di vibrare principali della struttura (rispettivamente in direzione Y, X e Z).



È importante notare che, oltre alla caratterizzazione dinamica dell'edificio fatta attraverso lo studio del modello globale, è stato analizzato un numero significativo di modelli parziali attraverso i quali è stato possibile spingere il calcolo più a fondo e cogliere il comportamento dinamico delle singole gallerie o delle porzioni continue dell'edificio via via investigate, tenendo conto o meno della presenza dei dispositivi di ritegno dinamico nei giunti di dilatazione termica.

Per la porzione del singolo edificio di maggior interesse (Suite 3), si arriva ad eccitare, con i primi 50 modi di vibrare, una massa traslazionale nel piano XY superiore al 90%; in particolare risulta eccitato il 93.36% della massa in direzione X, il 91.22% in direzione Y. Questo risultato, estendibile a diverse altre porzioni dell'edificio museale, dimostra come per corpi di fabbrica singoli di dimensioni più contenute e geometria meno articolata (che quindi richiedono calcolazioni meno complesse in assoluto) sia possibile arrivare a una caratterizzazione dinamica assai attendibile.

6. MONITORAGGI E PROVE

In relazione all'elevata iperstaticità della struttura, il trasferimento dei carichi su alcuni elementi strutturali è fortemente influenzato dalle varie rigidezze nonché dalle caratteristiche e dalle proprietà fisico-meccaniche degli elementi nel tempo. Le situazioni più significative sono state quindi monitorate attraverso la registrazione strumentale (che consente le eventuali correzioni) del loro stato tensionale, il controllo e la registrazione delle loro proprietà, la misura degli spostamenti.



Figura 18 – Monitoraggio dei pilastrini del gruppo C – Suite 3

Al fine di realizzare la struttura in modo congruente con quanto immaginato dall'architetto progettista e quindi in maniera coerente con tutti gli elaborati di progetto, una serie di prove preliminari e di produzione di prototipi ha caratterizzato con successo tutto il procedimento costruttivo dell'opera.

Inoltre, numerose prove, sperimentazioni e collaudi (operati in opera, a piè d'opera, in officina o in fabbrica) hanno consentito di produrre, trasportare, installare e collaudare gli elementi strutturali di cui si è detto in maniera coerente con quanto indicato negli elaborati di progetto.



Figura 19 – Rappresentazione grafica degli abbassamenti del solaio della Suite 5 misurati durante la prova di carico

7. CONCLUSIONI

Il MAXXI è certamente un'opera di grande valore architettonico e noi ingegneri, a cui è toccato il compito di farlo "stare in piedi", ne siamo affascinati. Quando tuttavia siamo entrati per la prima volta in merito ai problemi statici e costruttivi dobbiamo confessare di esserne rimasti spaventati per i forti condizionamenti che l'architettura poneva alla struttura, senza lasciare spazio ad una maturazione congiunta delle scelte di fondo che già erano state fatte.

La progettazione strutturale ha dovuto quindi muoversi vincoli rendendo l'ottimizzazione dei entro stretti comportamenti strutturali assai ardua e difficile il contenimento degli stati tensionali entro i limiti normativi.

Al termine di diverse e lunghe fasi di analisi, con la collaborazione degli architetti dello studio Hadid, si è riusciti ad ottenere tuttavia quegli "aggiustamenti" tali da non alterare nella sostanza la concezione architettonica, ma consentire al tempo stesso una migliore razionalizzazione dei comportamenti strutturali.

Il progetto strutturale ha potuto quindi, attraverso un complesso e articolato sviluppo di cui si è detto in questo articolo, raggiungere in modo soddisfacente gli obiettivi proposti cioè la stabilità ed il rispetto delle forme dell'architettura.



Figura 20 - La grande vetrata della Suite 5

CREDITI

Committente

Ministero per i Beni e le Attività Culturali Direzione Generale per l'architettura e l'arte contemporanea Realizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Provveditorato delle Opere Pubbliche della Regione Lazio: Angelo Balducci R.U.P.: Roberto Linetti Direttore dei Lavori: Roberto Tartaro Direttore operativo aspetti architettonici: Mario Avagnina **Progetto architettonico** Progettisti: Zaha Hadid - Patrik Schumacher Capoprogetto: Gianluca Racana (Zaha Hadid Limited) Progettazione Esecutivo-Costruttiva Progettazione strutturale: Studio S.P.C. S.r.l. Giorgio Croci -Aymen Herzalla Consulenza Geotecnica: V. M. Santoro Consulenze specialistiche: A. Viskovic, S. Di Cintio, M. Francini Collaboratori al progetto strutturale: F. Croci, S. Di Carlo, I. De Rossi, A. Bozzetti, C. Russo. Progettazione scale metalliche e solai "monocoque": Studio E.D.In. S.r.l. Fabio Brancaleoni - Marcello Colasanti Consulente miscela SCC: Mario Collepardi Validatore progettazione strutturale: Antonio Maffey Esecuzione Consorzio MAXXI 2006 Capogruppo mandataria: ITALIANA COSTRUZIONI S.p.A. (Gruppo Navarra) Mandante: S.A.C. Società Appalti Costruzioni S.p.A. (Gruppo Cerasi) Capocommessa: Marco Odoardi Direttore Tecnico di Cantiere: Roberto Rossi Capocantiere: Gianni Scenna Assistente Capocantiere: Luigi Carducci Ufficio Tecnico: Daniele Centurioni - Silvia La Pergola -Fabio Ceci

IL PONTE DON BOSCO: LA PROTEZIONE DEL CALCESTRUZZO OCCASIONE PER UN INSERIMENTO URBANO

Antonello De Luca¹, Fernanda De Maio², Attilio De Martino³, Gianluca Marangi⁴, Giuseppe Mautone⁴

- 1 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Napoli Federico II
- 2 Università IUAV di Venezia
- 3 Dipartimento di Costruzioni e Metodi Matematici in Architettura, Università di Napoli Federico II
- 4 Libero professionista, Napoli

SOMMARIO

La sostituzione dei ponti in ambiente urbano presenta spesso notevoli difficoltà, derivanti dall'esistenza di vincoli strutturali e non: geometria ed esigenze architettoniche, interazione con le opere ed i fabbricati circostanti e con i numerosi sottoservizi presenti. In questa memoria viene illustrata la realizzazione di un ponte in cemento armato a volta obliqua e spessore variabile di 27 metri di luce, presentato nelle Giornate AICAP 2007 durante la fase di costruzione, ed oggi concluso. Vengono descritte le problematiche emerse durante la costruzione relativamente alle interferenze con i sottoservizi esistenti, ai materiali utilizzati (calcestruzzo autocompattante con ricettazione particolare per consentire il getto di superfici doppiamente inclinate) ed infine agli aspetti di durabilità e quindi protezione del calcestruzzo, che hanno portato i progettisti a proteggere completamente le superfici con mosaici.

SUMMARY

Replacement of existing bridges located in the urban environment is in many cases a complicated task, as it requires a number of problems to be solved, not all of structural nature: geometry, architectural requirements, interaction with near works, buildings and underground services. In this paper, the realisation of an r.c. inclined-vault variable-thickness bridge is illustrated. The bridge was already presented in the "Giornate AICAP 2007" conference during its construction phases, and it is now completed. The paper describes the problems arisen during construction because of the interference with existing underground services network, the material used (self-compacting concrete with special mix design to allow casting onto doubly inclined surfaces), and the durability and concrete protection issues leading to choose full surface protection with the use of mosaics.

1. INTRODUZIONE

Il 24 luglio 2006 cominciava la costruzione del nuovo Ponte su via Don Bosco e ciò dando inizio alla demolizione del ponte a due campate ad arco che insisteva nella stessa posizione. Le implicazioni sul traffico cittadino erano particolarmente rilevanti come testimoniarono gli interventi della stampa (Fig. 1) in occasione della chiusura della strada. Infatti la localizzazione dell'intervento all'interno del Centro storico di Napoli (Fig. 2) risulta particolarmente significativa in quanto esso insiste su Corso Novara, una delle principali arterie dell'impianto urbano di Napoli all'altezza dell'incrocio con la via don Bosco che costituisce l'accesso alla città dalla zona nord dove risiede l'aeroporto di Capodichino.

Il progetto doveva quindi tenere in debito conto sia le interazioni e complicazioni esistenti in zone ad alta densità abitative (aspetti che verranno trattati in una sezione specifica dell'articolo), che la esigenza di concludere i lavori in tempi estremamente ristretti. In data 10 agosto 2007 veniva completata la opera almeno per consentire la viabilità (seppure con carichi ridotti) sulla via don Bosco. Per il completamento dell'intera opera, comprendendo in esso la soluzione delle interferenze impiantistiche sulla viabilità inferiore, la riqualificazione dell'area circostante il ponte a seguito di variazioni (varianti in termini tecnici) richieste dalla Amministrazione per una migliore contestualizzazione ed inserimento dell'opera, e comprendendo altresì le esigenze di tipo amministrativo per mettere in atto tali variazioni, si è giunti agli inizi del 2009.



Figura 1 – La Repubblica Napoli, 25 luglio 2006

Le principali caratteristiche del ponte sono state presentate nel Convegno AICAP del 2007 [1], unitamente ad alcune delle difficoltà di realizzazione dell'opera, all'epoca non ancora conclusa. Nella presente memoria ci si sofferma sugli aspetti relativi ai materiali utilizzati (calcestruzzo autocompattante con ricettazione particolare, in grado di fornire capacità tali da essere gettato su superfici doppiamente inclinate) anche con riferimento alle esigenze di durabilità e pertanto di protezione delle superfici. A tal fine viene analizzata la soluzione adottata di rivestire tutte le strutture in calcestruzzo con mosaici. Tale scelta, nata da esigenze di protezione e durabilità, ha costituito lo spunto per uno studio dettagliato dell'inserimento urbano dell'opera che ha visto altresì l'intervento artistico sulle superfici a mosaico che coinvolgono il ponte nella sua interezza (spalle, volta e prospetti).

2. INQUADRAMENTO DELL'OPERA

Corso Novara rappresenta una delle principali arterie dell'impianto urbano di Napoli, ed ha mantenuto questo ruolo al passare dei secoli; la sua posizione può essere facilmente individuata sulle piante storiche, tra le quali si cita quella ad opera del Rizzi Zannone pubblicata nel 1794. A seguito di un forte aumento della densità abitativa e del traffico veicolare, nel 1985 venne realizzato un viadotto in soprelevato che percorreva corso Novara per la sua interezza, vale a dire da piazza Garibaldi (ove sorge la stazione centrale di Napoli) sino all'intersezione, in soprelevato, con via Don Bosco. Il viadotto aveva la funzione di alleggerire il traffico locale, assorbendo il flusso diretto alla Tangenziale e all'aeroporto di Capodichino. Via Don Bosco, dunque, fa parte del percorso che collega la stazione centrale con l'aeroporto. L'antico ponte Don Bosco (Fig. 4.a), che consentiva a via Don Bosco di attraversare Corso Novara, era costituito da due volte cilindriche su pianta obliqua. La prima (sulla destra in Fig. 3.a) era una volta semicircolare, mentre la seconda era una volta ribassata, di luce maggiore della prima. Entrambe le volte erano realizzate con mattoni disposti a taglio, tuttavia questi si presentavano differenti sia per dimensioni che per qualità. Nel 1999, nell'ambito di un piano di riqualificazione della zona orientale di Napoli, la soprelevata di corso Novara veniva smontata, e la strada riacquistava la sua fisionomia originale. Nello stesso periodo, il Comune di Napoli decideva la sostituzione del ponte Don Bosco. La nuova opera sarebbe dovuta essere più leggera, e con una maggiore capacità di traffico veicolare. La costruzione del nuovo ponte è iniziata nel luglio 2006, il completamento è avvenuto nel 2009. Il progetto e la direzione lavori sono stati eseguiti dal prof. Antonello De Luca, la realizzazione dall'A.T.I. Fico Costruzioni.



Figura 2 – Pianta dell'area di corso Novara e via Don Bosco e vista aerea del ponte demolito

3. VINCOLI COSTRUTTIVI E DATI PRINCIPALI

3.1 Vincoli costruttivi

A causa della sua posizione all'interno di un'antica area urbana, oggi densamente popolata, il progetto del ponte di via Don Bosco è stato condizionato da molteplici vincoli.

Tra questi un ruolo determinante è stato giocato dalla presenza di sottoservizi (si veda a tal proposito la Fig. 4.b), sia al di sotto di corso Novara che sul vecchio ponte. Tra i vincoli che hanno maggiormente condizionato il progetto vi erano:

- la presenza di due tubazioni da 1000 mm facenti parte della rete di distribuzione idrica (Fig. 4.b); i tubi erano inglobati nei parapetti del vecchio ponte e sono stati sostituiti con un bypass realizzato da quattro tubazioni da 600 mm che attraversano corso Novara in sotterraneo, collegati alla rete mediante una tubazione da 1000 mm; i collegamenti e le saracinesche del bypass sono ospitati in cavità realizzate nelle spalle del nuovo ponte (Fig. 4.c);
- 2. la presenza di edifici in aderenza, alcuni dei quali hanno richiesto interventi di sottofondazione (Fig. 3) durante la

realizzazione del ponte; ciò in quanto per la realizzazione delle fondazioni del ponte è stato necessario eseguire scavi in adiacenza agli edifici fino a cinque metri di profondità;



Figura 3 – Interventi su edificio adiacente

- la presenza di uno collettore fognario scatolare di circa 5 m di base al di sotto di corso Novara (Fig. 4.b e 4.c), che ha reso necessario un getto sequenziale della spalla di monte e delle fondazioni;
- 4. la presenza di cavi elettrici, di un fascio di 24000 cavi telefonici e di cavi dell'alta tensione; la presenza di questi ultimi non era rilevabile, in fase di progetto, dalla documentazione messa a disposizione dai gestori, e pertanto ha richiesto una modifica in corso d'opera, ossia l'abolizione della soletta di collegamento tra le due spalle: la sua funzione di contenimento degli spostamenti

orizzontali delle spalle è stata invece affidata a dei micropali disposti obliquamente tra ciascuna coppia dei pali della paratia di contenimento (Fig. 4.c);

- la specifica di un franco minimo di 5 m nella mezzeria di corso Novara, che ha indirizzato il progettista verso una soluzione a volta sottile con spessore variabile; di tale scelta si dirà in maggior dettaglio nel seguente paragrafo;
- la geometria stradale esistente, che ha richiesto il rispetto delle dimensioni in pianta e delle quote di via Don Bosco, da cui l'esigenza di realizzare una struttura su pianta obliqua.



🔊 a. Vecchio ponte



Figura 4 - Foto e sezioni longitudinali del vecchio e del nuovo ponte, con l'indicazione dei sottoservizi presenti

3.2 Soluzione strutturale

Al fine di soddisfare le esigenze derivanti dai vincoli sopra elencati, la scelta progettuale è stata indirizzata verso una struttura avente una luce netta di 26.90 m, una larghezza di 19.85 m, obliqua di 35° rispetto all'asse stradale.

La soluzione definitiva consiste in una volta obliqua in

cemento armato a sezione variabile ed estradosso doppiamente inclinato. Lo spessore minimo della volta in chiave è pari a 0.50 m, mentre lo spessore massimo alle spalle è pari a 1.50m. La superficie cilindrica di costruzione ha una corda pari a 22.13 m ed un raggio pari a 61.66 m.

Le spalle sono realizzate mediante due blocchi cavi in

cemento armato, con altezza pari a circa 10 m e spessore pari a 5.90 m. Le fondazioni sono state realizzate ciascuna mediante venti pali da 1000 mm, della lunghezza di 30 m. La fondazione è completata da una paratia di pali da 700 mm, ancorata in testa mediante micropali. Durante la fase di

realizzazione dell'opera il progetto è stato modificato con l'inserimento di 96 micropali da 175 mm, posizionati a metà altezza della paratia, in modo da assumere il doppio ruolo di limitare gli spostamenti orizzontali delle spalle, e di ridurre le dimensioni del collegamento inferiore tra queste.



Figura 5 – Sezione longitudinale e pianta del ponte con vista degli impianti integrati nelle spalle del ponte

3.3 Dati principali

Le caratteristiche geometriche principali dell'opera realizzata sono di seguito elencate:

- impalcato costituito da un solettone in c.a. gettato in opera a spessore variabile con estradosso piano e intradosso sagomato a volta fortemente ribassata (freccia di 1.00 m)
- luce netta d'impalcato in retto = 22.12 m
- luce netta d'impalcato in obliquo = 26.90 m
- angolo di obliquità = 38.54°
- lunghezza totale impalcato in obliquo = 30.55 m
- larghezza impalcato in retto e fuori tutto = 19.85 m
- spessore impalcato in mezzeria (chiave di volta) = 50 cm
- spessore impalcato a filo spalla (imposta) = 150 cm
- freccia intradosso volta = 100 cm
- altezza minima sottotrave (valle/filo marciapiede) = 4.55 m

L'arco dell'impalcato è, come detto, a sezione variabile, con uno spessore "medio" di 100cm e con una freccia in asse all'arco stesso di 50 cm.

I parametri caratteristici del ponte sono pertanto:

$$\begin{split} s_{medio} = & L_{retto}/22 = & L_{obliquo}/27 \\ & L_{retto}/f_{asse} = & 22.12/0.50 = & 44 \\ & L_{obliquo}/f_{asse} = & 26.90/0.50 = & 54 \\ & L^2_{retto}/f_{asse} = & 22.12^2/0.50 = & 980m \\ & L^2_{obliquo}/f_{asse} = & 26.90^2/0.50 = & 1450m \end{split}$$

Il "coefficiente statico" L^2/f assume pertanto valori molto alti per un arco in calcestruzzo, considerato che ad oggi il massimo valore di tale coefficiente per la tipologia dei ponti ad arco in calcestruzzo è pari a circa 3000 per l'Infant Dom Henrique Bridge [3].



Figura 6 – Armature del cordolo e dell'impalcato, con particolare dei ferri e vista della fase del getto dell'SCC

3.4 Comportamento del ponte: prove di carico

Le prove di carico dell'impalcato sono state condotte impiegando 12 autocarri a 4 assi con carico di 35 ton ciascuno, per un totale di 420 ton, disposti in maniera tale da simulare diverse possibili colonne di carico (Fig. 7).

Il massimo spostamento verticale dell'impalcato registrato nella configurazione di massimo carico del ponte, e letto mediante stadie graduate opportunamente posizionate, è di circa 0.75 cm pari a L_{obliquo}/3600, in sostanziale accordo con il modello di calcolo agli elementi finiti utilizzato. Le prove di carico condotte hanno quindi confermato valori molto bassi degli spostamenti verticali, evidenziando un comportamento della struttura ad "arco" e non a "piastra"

Va comunque detto che lo schema strutturale, seppure estremamente ribassato, possiede, a differenza di archi anch'essi molto ribassati (quarto ponte sul Canal Grande di Venezia) una robustezza intrinseca derivante dalla variabilità della sezione. Infatti, nella ipotesi di perdita di spinta dovuta a cause esterne, il comportamento di due mensole separate è comunque sufficiente a garantire l'equilibrio. Tale condizione di riserva ultima, e quindi di robustezza, è stata tra le idee ispiratrici del progetto.



Figura 7 – Prova di carico dell'impalcato

4. I MATERIALI

Per i vari elementi strutturali del ponte sono state usate diverse tipologie di calcestruzzo, come evidenziato in Tab. 1.

Impalcato	C35/45 SCC , Dmax16, XA3, A/C≤0.45
Spalle	C30/37 SCC , Dmax25, XA1, A/C≤0.50
Solette flottanti	Rck 300
Zattera fondazione	Rck 300 additivato con superfluidificante a s. volumetrica
Zattera fondazione	Rck 300 additivato con superfluidificante a s. volumetrica
Pali della paratia Ø700	Rck 350
Pali di fondazione Ø 1000	Rck 250
Micropali Ø 250, Ø 175, Ø 145	boiacca per iniezioni in pressione con cemento tipo 425; Rck 250
Struttura sottopasso tubazioni	Rck 300 additivato con superfluidificante a s. volumetrica
Per tutte le altre opere in c.a.	Rck 300

Tabella 1 – Tipologie di calcestruzzo utilizzate

In particolare, per quanto riguarda l'impalcato del ponte, elemento caratterizzato da una notevole quantità di armatura, è stato utilizzato un calcestruzzo autocompattante SCC (Self Compacting Concrete) a prestazione garantita, conforme alla norma UNI-EN 206-1 ed alla norma complementare UNI 11040. Le caratteristiche richieste erano di un calcestruzzo con classe di resistenza a compressione C35/45 SCC, classe di esposizione XA3, diametro massimo degli aggregati Dmax pari a 25mm, classe del contenuto di cloruri Cl 0.20, rapporto acqua cemento A/C \leq 0.45, con una resistenza a compressione a 7 e 14gg rispettivamente maggiore di 28N/mm² e 35N/mm². Tale elemento strutturale presenta una duplice inclinazione di circa il 3% per ciascuna delle due direzioni principali in pianta, e ciò ha richiesto la messa a punto e la prova in opera di diverse miscele di materiale, per consentire di scegliere quella dotata di fluidità e viscosità tali da permettere di eseguire senza problemi il getto della soletta inclinata. A tal fine è stata messa a punto una specifica prova per la ricettazione particolare della miscela da utilizzare.

La miscela impiegata è costituita da 180kg di acqua, 450kg di cemento 42.5, 200kg di filler, 600kg di sabbia asciutta 0/4 e 650kg di sabbia lavata 0/4, 100kg di pietrischetto 0.4/12.5 e 170kg di pietrisco 12.5/25, 5.5kg di additivo superfluidificante e 2.5kg di agente viscosizzante, con valori del rapporto acqua/cemento di 0.40 e del rapporto acqua/finissimi di 0.28

La ricetta base prevedeva 180kg di acqua, 450kg di cemento 42.5, 200kg di filler, 450kg di sabbia asciutta 0/4 e 650kg di sabbia lavata 0/4, 100kg di pietrischetto 0.4/12.5 e 320kg di pietrisco 12.5/25, 8.0kg di additivo superfluidificante e 1.5kg di agente viscosizzante, con un valore del V-Funnel minore di 5" e con un valore dello Slump-flow maggiore di 600mm. Sono state provate anche altre miscele, rispetto a

quella utilizzata, variando sia il superfluidificante che il viscosizzante ma lasciando inalterate tutte le altre componenti. La miscela impiegata presenta un valore del V-Funnel (UNI 11042) di 8" e da un valore dello Slump-flow (UNI 11041) di 550mm: tali valori sono stati utilizzati per la verifica sul campo della corretta ricettazione della miscela adoperata.



Figura 8 – Particolare del decoro e foto della spalla di valle con risvolto sulla scala

Per garantire la durabilità dell'opera, inserita come detto in un contesto urbano fortemente antropizzato e caratterizzato da flussi veicolari di notevole entità, si è deciso di procedere al rivestimento delle parti di calcestruzzo in vista. In particolare è stato scelto di utilizzare un mosaico di vetro semitrasparente di colore bianco con dei decori sulle spalle e sulla volta (Figg. 8-9). Il rivestimento usato è un mosaico vitreo colorato serie "TREND VITREO", formato da piccole tessere quadrate di dimensione 2x2 cm, per uno spessore di circa 4 mm, bisellate, assemblate su carta o su film trasparente, in dimensioni 31.6 x 31.6 cm e con fuga pari a circa 1 mm. L'ancoraggio del mosaico è avvenuto con collante poliuretanico; per le finiture è stato impiegato un fugante epossidico colorato.



Figura 9 – Disegno e foto del rivestimento della spalla lato valle

Particolare attenzione è stata posta all'inserimento urbano e alla cura dei dettagli, quali l'utilizzo di un cristallo stratificato di sicurezza in luogo di reti metalliche o pesanti barriere di protezione ai lati dei marciapiedi sul ponte.



L'intervento è stato poi esteso alla riqualificazione della piazza ricavata dalla demolizione di un palazzina fatiscente ivi presente, ed alla realizzazione di una scala di collegamento tra via Arenaccia e via don Bosco (Fig. 10).



Figura 10 - Disegno e foto del rivestimento della scala di collegamento tra via Arenaccia e via don Bosco



Figura 11 – Disegno e foto del rivestimento del prospetto lato piazza Garibaldi

5. L'ARCHITETTURA DEL PONTE: BIANCA COME LA LUCE

L'intervento architettonico sul Ponte di via don Bosco, così come è oggi visibile, nasce all'interno di una vicenda dai contorni sfumati. Imprecisato era il limite dell'intervento dal lato della spalla di valle in direzione di Piazza Carlo III; incognita la possibilità di abbattimento o meno di una vecchia costruzione di pertinenza della linea ferrata della ex Alifana; dubbio il collegamento verticale tra via don Bosco e via Arenaccia da realizzarsi in corrispondenza del nuovo ponte in sostituzione dei ruderi dell'edificio della ex Alifana.

Trasformare la richiesta per il disegno di una balaustra in un piccolo intervento a scala urbana di riqualificazione di un contesto ambientale fortemente degradato è stato, dunque, il fine - non proprio scontato - che tutto il gruppo di progettazione si è posto mentre l'opera, in quanto ponte *strictu sensu*, era già in stato di costruzione.

Sin dai primi schizzi si è tentato di forzare il tema proponendo la nuova balaustra come elemento permeabile rispetto alla città - dal punto di vista visivo - ma al contempo dotato di un proprio significato espressivo e formale - tanto di giorno quanto di notte con un appropriato progetto del sistema d'illuminazione - tale da trasformare un passaggio anonimo lungo un viadotto nell'attraversamento di un luogo dotato di una propria autonoma gradevolezza, soprattutto per coloro che abitano gli edifici ai bordi della strada e normalmente la percorrono non solo in auto ma anche a piedi.

Il nuove ponte di via don Bosco, realizzato in cemento armato, sorge, infatti, costretto tra palazzi per abitazioni; in particolare dal lato monte si ha l'ingannevole sensazione che esso si appoggi ad uno di questi edifici. Lentamente dunque il progetto ha incorporato alcune delle questioni che la costruzione del nuovo tratto di viadotto poneva, non solo in quanto disegno della superiore balaustra ma anche di definizione formale dell'intradosso della volta e delle spalle del ponte al fine di precisarne l'autonomia strutturale rispetto ai propri margini. La presenza poi, in corrispondenza del nuovo progetto, alla quota di via Arenaccia, di una serie di attività commerciali minute e di una associazione circoscrizionale, per le attività culturali e di svago delle più giovani generazioni del quartiere, ha reso evidente l'importanza di agire sulla spalla di valle per trasformare la parete sulla quale insiste in una scala di collegamento tra le due quote di via don Bosco e Via Arenaccia. Ciò ha comportato l'abbattimento dei ruderi dell'edificio della ex Alifana, con conseguente ampliamento dello spazio libero del marciapiede, il quale ha assunto in questo tratto la connotazione di un vero e proprio piccolo slargo urbano, di cui si è resa necessaria la progettazione. Nel complesso dunque il progetto architettonico ha riguardato: il sistema balaustra marciapiedi - illuminazione della parte superiore del ponte; il trattamento di facciata di tutte le parti componenti il ponte e il sistema di illuminazione, nonché la pavimentazione, dei passaggi pedonali al di sotto del ponte; l'inserimento della scala e il ridisegno del muro di contenimento della scala e della strada superiore con la sistemazione del nuovo slargo.

5.1 Il sistema balaustra - marciapiedi - illuminazione della parte superiore del ponte

La nuova balaustra, verso la strada, è costituita da una successione di pannelli in ferro che compongono un disegno variato grazie allo studiato ritmo degli elementi verticali. A questa si affianca verso l'esterno, una sequenza modulare di pannelli in vetro fissati a montanti a C sempre in ferro. Tra gli elementi orizzontali della balaustra sono collocati, a distanza costante, i pali della luce sagomati come esili torce. Tutto il ferro è verniciato bianco lucido. La pavimentazione dei marciapiedi è realizzata in lastre di pietra lavica.

5.2 Trattamento delle facciate del ponte e relativo sistema d'illuminazione

La scelta di rivestire il ponte con tessere di mosaico ha consentito di dare un carattere molto evidente al nuovo complesso infrastrutturale, rendendolo leggibile dalla strada che lo attraversa anche a grande distanza. I progettisti hanno, in questo caso, messo a punto, con la consulenza di un artista, Mariangela Levita, un disegno astratto di grande dimensione sui toni del nero, grigio e giallo oro su fondo bianco al fine di trasformare il passaggio in una vera e propria *promenade* tra arte e architettura. Il disegno sulla spalle di valle piega poi verso la nuova scala sia per segnare lo spessore delle spalle (6 metri di profondità) sia per suggerire la prosecuzione della passeggiata verso la quota superiore della città. Per l'illuminazione di tutte le facciate del ponte, tanto interne quanto esterne, si è scelto un sistema a luce radente con lunghe strisce di led incorporate nel pavimento dei marciapiedi al di sotto del ponte ed una striscia contenuta nella cornice posta a coronamento dell'arco del ponte stesso, per sottolineare l'esigua dimensione in chiave della nuova struttura in cemento armato, sulle facciate esterne.

5.3 La scala tra via Arenaccia e via don Bosco e la sistemazione del nuovo slargo lungo via Arenaccia

Come già sottolineato il laconico taglio della scala che connette le due quote della città, sottolineato dallo spesso corrimano grigio in pietra serena, diventa l'occasione per ripulire un vecchio muro in tufo fortemente degradato e per ricomporre il caotico assembramento di ruderi, sterpaglie e rifiuti che incombeva su questo tratto di marciapiedi, pochi anni prima oggetto di riqualificazione complessiva da parte del comune lungo tutta via Arenaccia. Portare a definitivo compimento quella operazione di ripulitura iniziata pochi anni prima grazie allo smantellamento della sopraelevata è stata dunque la strategia messa in atto per l'ampliamento venutosi a creare con l'inserimento del collegamento verticale. Un lungo sedile rivestito in pietra serena incastrato nel muro intonacato di bianco della nuova scala, cui fanno da controcanto nella parte su cui insistevano i vecchi ruderi due sedili a L che abbracciano un albero, che si spera diventi grande e ricco di fiori odorosi e bianchi, sono gli unici elementi introdotti per provare a trasformare questo slargo in piccolo luogo di pausa rispetto all'incalzante movimento circostante, per far giocare i bambini e fare due chiacchiere semplicemente.

In sintesi: la protezione delle superfici di calcestruzzo, e ciò per una durabilità dell'opera, nella ottica della sostenibilità di una opera pubblica, ha costituito lo spunto per un intervento artistico e per un inserimento ottimale della opera infrastrutturale nel contesto urbano dove il ponte diventa un elemento che non dichiara prepotentemente la sua presenza ma che cerca di inserirsi in modo discreto e conforme nelle sue diverse parti.

Il mosaico è come un mantello nelle installazioni di Christo, che avvolge tutte le parti del ponte per conferire conformità e continuità; ed il tutto (mosaico, balaustre, pali della illuminazione): bianco come la luce.

Committente	Comune di Napoli	
Responsabile Unico del	Arch. Giuseppe Pulli	
Procedimnto		
Impresa	A.T.I. Fico Costruzioni s.r.l	
-	Amato trivellazioni s.r.l Fico	
	Giuseppe	
Fornitore calcestruzzi	IMECAL s.r.l.	
Progetto e Direzione	Prof. Ing. Antonello De Luca	
Lavori	-	
Consulenza	Prof. Arch. Fernanda De Maio	
architettonica	Arch. Gianluca Marangi	
Consulenza artistica	Mariangela Levita	
Fondazioni	Prof. Ing. Carlo Viggiani	
Collaudo	Prof. Ing. Roberto Ramasco	

Tabella 2 - Principali attori dell'opera



Figura 12 – Foto della nuova opera ultimata

6. BIBLIOGRAFIA

- De Luca A., De Martino A., Ricciardelli F., Mautone G. (2007) – L'utilizzo di calcestruzzo autocompattante (SSC) per la realizzazione del ponte Don Bosco a Napoli. *Giornate Aicap 2007, 24° Convegno Nazionale Salerno, 4 – 6 ottobre.* Pagg. 591-598.
- [2] De Luca A., De Martino G., Ricciardelli F. and Mautone G. (2007) – Replacement of ponte Don Bosco: A r. c. variable thickness skew vault in the urban environment. Arch'2007 5th International Conference of Arch Bridge Madeira Portugal 12 – 14 September 2007. Pags. 815-830.
- [3] Adão da Fonseca A. (2007) The Infant Dom Henrique

Bridge over the River Douro, at Porto. Arch'2007 5th International Conference of Arch Bridge Madeira Portugal 12 – 14 September 2007. Pags. 931 - 960.

- [4] Coppola L. (2007) Concretum. McGraw-Hill.
- [5] Rossetti V. (2003) Il calcestruzzo, materiali e tecnologia. McGraw-Hill.
- [6] Okamura H., Ouchi M. (2003) Self-Compacting Concrete. Journal of Advancede Concrete Technology, Vol.1, N.1, april 2003, Pags. 5 - 15.
- [7] UNI 11040 (marzo 2003) Calcestruzzo autocompattante: specifiche, caratteristiche e controlli.
- [8] UNI-EN 206-1 (ottobre 2001) Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità.

I VIADOTTI VENAFRO E POZZILLI SULLA VARIANTE ALLA SS 85

Mauro De Marchi¹, Gabriele Di Chiara², Andrea Raviolo³, Sergio Tremi Proietti²

1 ANAS S.p.A.

2 SEICO S.r.l.

3 ADANTI S.p.A.

SOMMARIO

La memoria illustra il progetto dei viadotti "Venafro" e "Pozzilli", che costituiscono le opere d'arte principali della variante alla Strada Statale 85 "Venafrana" (Km 16+050 ÷ 27+500).

La nuova infrastruttura ha consentito il decongestionamento della viabilità locale, ormai inadeguata ai volumi di traffico che vi transitano abitualmente.

SUMMARY

The memory explains the project of viaducts "Venafro and Pozzilli" which constitute the main works of art of the variation of the road "85 Venafrana" (Km 16+050÷27+500).

The new structure permitted the easing of congestion of local practicability, unsuited, by the time, to amounts of traffic regularly running on it.

1. PREMESSA

La città di Venafro si trova alla confluenza del traffico proveniente, ad ovest, dalle aree di Cassino e Roma, ad est dalle zone di Isernia e Campobasso e a sud da Napoli.

La variante di Venafro interessa essenzialmente l'itinerario tra le aree del napoletano e Isernia, sia per la forte percentuale di veicoli industriali, sia per il fondamentale collegamento tra l'area tirrenica e l'area adriatica, che rappresenta una linea naturale al servizio delle relazioni tra le due sponde.

Peculiarità del tracciato della S.S. 85 in corrispondenza dell'abitato di Venafro è l'innesto a 90° con la S.S. 6 dir. "Casilina" sulla quale gravita il traffico proveniente da Roma.

Ciò spinge il traffico proveniente da sud nel cuore del tessuto cittadino, in presenza di insediamenti di tipo diffuso, con vie racchiuse tra le facciate dei fabbricati.

Il tracciato della variante, con lo spostamento a sud della S.S. 85, è funzionale quale bay-pass all'abitato di Venafro (Fig. 2) per il traffico in direzione Campobasso – Isernia – Napoli, mentre per la direzione Campobasso – Isernia – Roma l'opera è compatibile con il futuro collegamento con la S.S. n. 6 diramazione Casilina.

La variante S.S. 85 "Venafrana", che permette di evitare l'attraversamento dell'abitato di Venafro per il traffico proveniente da Napoli, ha inizio in prossimità del Km 16+050 e termina al Km 27+500 della S.S. 85 "Venafrana" (Fig. 3).

Il tracciato stradale della variante ha uno sviluppo complessivo di 8695 m (escluse le rampe di svincolo), di cui 1302.2 m + 1224 m su due viadotti – "Venafro e Pozzilli" – (Fig. 1), 2168.8 m su rilevato e 4000 m a raso.

La sezione stradale adottata è del tipo III della normativa C.N.R. del 28 luglio 1980 per le strade extraurbane.



Figura 1 – Vista prospettica del viadotto Venafro

Essa è caratterizzata dalla presenza di due carreggiate separate da uno spartitraffico centrale da 3.00 m (con barriere classe H4), due corsie da 3.50 m per ciascuna carreggiata ed una banchina sul lato esterno da 1.75 m, al limite della quale sono poste barriere di classe H3 (Fig. 4). Nei tratti in viadotto le due carreggiate sono realizzate con strutture indipendenti e affiancate in maniera da definire uno spartitraffico da 3.50 m.

Le interferenze con le strade di maggiore rilievo sono state risolte con modifiche ai tracciati, realizzando quattro sottopassi di scavalco alla variante per le strade comunali "Maria Pia", "Mattiaccio", Sedia di Monsignore" e "Re Pipino".

Le strade vicinali nei tratti in rilevato sono state generalmente interrotte e ricondotte, con tratti di raccordo paralleli al tracciato della variante, fino alle rampe di accesso dei quattro cavalcavia.

Nei tratti a raso la sovrastruttura stradale è costituita dalla fondazione in misto granulare stabilizzato - spessore 35 cm dallo strato di base in conglomerato bituminoso – spessore 12 cm - dal binder in conglomerato bituminoso – spessore 6 cm e dallo strato di usura in conglomerato bituminoso drenante fonoassorbente – spessore 4 cm.

Per i tratti in viadotto lo strato di usura è del tipo antisdrucciolo "Splittmastix asphalt" in conglomerato bituminoso dello spessore di 2.5 cm posato su manto di attacco in bitume modificato.

L'impatto ambientale della variante è fortemente mitigato dalla realizzazione di un argine in terra rinforzata, di altezza pari a circa 2.50 m e piantumazione a siepi di altezza pari a 1.50 m, che si estende per circa 4 Km lungo tutto il bordo della nuova strada, verso la zona umida Le Mortine, acquistando in tale contesto anche la funzione di barriera antirumore nei confronti di tutto l'ambito naturalistico del Volturno.

L'argine, inoltre assicura la continuità del carattere agreste della zona, mascherando la presenza della direttrice di traffico, talché sia il paesaggio sia l'habitat antropico non sono eccessivamente penalizzati dalla presenza dell'infrastruttura.

Le barriere vegetali svolgono anche la funzione di assorbimento delle materie volatili inquinanti prodotte dal traffico veicolare. Per la salvaguardia da eventuali sversamenti accidentali che interessano la piattaforma stradale, sono state realizzate sei postazioni di depurazione con serbatoio di accumulo e sedimentazione a valle delle opere di smaltimento delle acque di piattaforma.



Figura 2 – Schema planimetrico della variante



Figura 3 – Planimetria della variante



Figura 4 – La piattaforma stradale

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

L'area in esame appartiene al bacino idrografico del Fiume Volturno ed è situata in destra idrografica del corso d'acqua. La stratigrafia del sottosuolo è caratterizzata da un'alternanza di strati di terreno di diversa natura, ma nel complesso ad andamento abbastanza regolare, con falda al massimo livello pressoché affiorante.

In sommità si incontra sempre uno strato di materiale organico (terreno vegetale) che giunge fino a profondità di $2.5 \div 3.00$ m circa.

Segue un banco di terreni ghiaiosi di natura calcarea, che giunge a profondità variabili tra 7 e 11 m, sovrastante un banco di terreni limo-argillosi che si protrae fino a 17-23 m circa dal p.c.

Al di sotto dei terreni a grana fina, si incontrano nuovamente terreni ghiaiosi che giungono fino a profondità variabili tra 28 m e 35 m circa dal p.c.

Segue uno strato di argilla di spessore variabile tra 1.5 e 5 m ed un successivo strato di ghiaia e sabbia di spessore variabile tra 6 e 16 m.

A partire da profondità comprese tra 34 e 50 m dal p.c. i sondaggi rilevano fino al loro termine inferiore un banco di terreni argillosi.

Nel complesso il sottosuolo è stato schematizzato come una successione di strati di terreno a grana grossa (materiale incoerente), prevalentemente ghiaioso, e di terreno a grana fina di natura limo-argillosa (materiale coesivo).

Le caratteristiche meccaniche dei terreni a grana grossa, sono state dedotte da numerose prove SPT, che hanno fornito valori di N_{spt} comunque superiori a 80, assumendo prudenzialmente un angolo di attrito di 38°. Il peso per unità di volume γ del terreno ghiaioso è stato posto uguale a 20 kNm³.

Per i terreni a grana fina, sono state adottate le seguenti caratteristiche di resistenza:

- condizioni drenate
- $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ c' = 30 kPa $\phi' = 30^{\circ}$ • condizioni non drenate
- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \qquad c_u = 50 + 57 \text{ kPa } 0 < z < 10 \text{ m}$ $c_u = 100 + 3 \text{ (z-10) kPa } 10 < z < 40 \text{ m}$

3. I VIADOTTI "VENAFRO" E "POZZILLI"

3.1 Caratteristiche generali

I viadotti denominati "Venafro" e "Pozzilli" hanno uno sviluppo complessivo di 1302.2 m e 1224.00 m rispettivamente e sono suddivisi in tre tratti iperstatici, secondo lo schema seguente:

Viadotto Venafro

- 12 campate continue (30 m + 10 x 40 m + 30 m)
- 10 campate continue (30 m + 8 x 40 m + 30 m)
- 12 campate continue (30 m + 10 x 40 m + 30 m)

Viadotto Pozzilli

- 10 campate continue (30 m + 8 m)
- 10 campate continue (30 m + 8 m)
- 12 campate continue (30 m + 10 m)

3.2 Gli impalcati

Gli impalcati sono costituiti da quattro travi prefabbricate in c.a.p. a cassone di altezza 1.80 m e interasse 1.94 m, con ali inferiori allargate e sagomate fino ad accostarsi tra loro e getto in opera di traversi e soletta collaboranti. Lo spessore della soletta è di 0.30 m.

Le due carreggiate sono realizzate su viadotti indipendenti e affiancati in maniera da definire uno spartitraffico da 3.50 m (Fig. 5).

Le travi in c.a.p. sono prefabbricate in stabilimento e successivamente trasportate a piè d'opera e varate.





Figura 5 – Sezione trasversale impalcati

3.3 Le pile

Le pile in c.a. hanno una forma pseudo-prismatica, con svasatura superiore a V, e altezze variabili tra 8.00 m e 10.50 m (Figg. 6, 7, 8).

In ognuno dei tre tratti continui (travate) costituenti i viadotti, sono previste tre diverse tipologie di pile a seconda del ruolo strutturale:

- *pile correnti*: costituiscono vincolo di solo appoggio verticale e trasversale
- pile fisse: ciascuna delle tre travate iperstatiche è caratterizzata dalla presenza di una pila centrale con dispositivi di appoggio fissi.
- pile di transizione: le campate terminali di ciascuna travata sono di luce ridotta a 30.0 m e terminano in appoggio semplice sulle spalle (all'estremità del viadotto) e su due pile con pulvino di dimensione maggiorata per consentire la realizzazione del doppio appoggio.



Figura 6 – Pila tipo



Figura 7 – Armatura preassemblativa pulvini



3.4 Le spalle

Le spalle sono del tipo chiuso in c.a. ordinario gettato in opera, con larghezza della parte in elevazione pari a 10.80 m.

In testa al paramento, da 1.80 m di spessore, sono disposti (su superficie piana) gli appoggi ed è realizzato il paraghiaia di 0.30 m di spessore. Esso risulta di altezza variabile in funzione della pendenza trasversale della superficie pavimentata ed è completato con una mensola sul lato interno in maniera da consentire l'appoggio di una soletta di transizione atta a minimizzare i cedimenti del rilevato immediatamente precedente l'imbocco del viadotto.

3.5 Il sistema vincolare

Il sistema vincolare dei viadotti è differenziato come segue

- pile correnti: un apparecchio di appoggio antisismico in acciaio/PTFE di tipo mobile unidirezionale, con escursioni variabili al crescere della distanza dalla pila fissa, accoppiato a due ritegni oleodinamici, e tre apparecchi d'appoggio "Vasoflon" in acciaio/PTFE a cerniera sferica, di tipo mobile multidirezionale;
- pile di transizione: un apparecchio di appoggio antisismico in acciaio/PTFE di tipo mobile unidirezionale, accoppiato a due ritegni oleodinamici, e tre apparecchi d'appoggio "Vasoflon" in acciaio/PTFE a cerniera sferica, di tipo mobile multidirezionale;
- *pile fisse*: un apparecchio di appoggio in acciaio/PTFE a cerniera sferica, del tipo fisso, e tre apparecchi di appoggio in acciaio/PTFE a cerniera sferica del tipo unidirezionale trasversale.

Sulle spalle e in corrispondenza delle pile di transizione è previsto l'inserimento di giunti di dilatazione ed impermeabilità, dimensionati per assorbire gli scorrimenti degli impalcati nonché le rotazioni relative tra le testate di soletta contigue ed i movimenti relativi delle stesse sia in senso verticale che trasversale. Sulle spalle lo scorrimento massimo è di 300 mm, sulle pile di transizione di 600 mm.

Ogni travata continua, che corrisponde all'interasse dei giunti di dilatazione, è costituita, pertanto, da 2 campate terminali di 30 m e da 8/10 campate centrali di 40 m di luce.

Gli appoggi fissi sono posti sulla pila centrale delle travate.

Il funzionamento del sistema di vincolo in esercizio è il seguente:

- tutti gli appoggi trasmettono rigidamente le azioni verticali;
- tutti gli appoggi, ad eccezione di quelli sulla pila al centro della tratta (punto fisso), consentono gli spostamenti lenti (sia termici che di ritiro e viscosità);
- tutti gli appoggi, trasmettono le azioni dinamiche.

3.6 Le fondazioni

La soluzione adottata per le fondazioni, in considerazione della sensibilità della struttura iperstatica rispetto ai cedimenti differenziali e della sismicità dell'area, è del tipo a plinti su pali trivellati di grande diametro (ϕ 1000÷1200 mm). Il ricorso alle fondazioni profonde, infatti, consente di evitare cedimenti di entità significative, soprattutto nel caso del viadotto "Venafro" in corrispondenza del quale la stratigrafia è estremamente variabile e caratterizzata dalla diffusa presenza di strati argillosi di modesta portanza.

Sono stati adottati plinti impostati su 9 pali ϕ 1000 mm per le pile correnti, su 9 pali ϕ 1200 mm per quelle fisse, su 8 pali ϕ 1000 mm per quelle di transizione e su 8 pali ϕ 1200 mm per le spalle, con lunghezze variabili, in funzione della stratigrafia del terreno di fondazione, da 20.00 m a 40.00 m.

3.7 Criteri di progetto

La soluzione prescelta per l'impalcato, come già accennato, è quella di utilizzare travi prefabbricate precompresse, semplicemente appoggiate in via provvisoria, rese poi solidali con getti integrativi e precompressione in opera, realizzando così lo schema di trave continua.

Si è cercato, in tal modo, di accoppiare ai vantaggi della continuità, l'economia e l'affidabilità e rapidità di esecuzione offerta dalla prefabbricazione industriale delle travi.

L'impalcato viene, pertanto, realizzato per fasi successive, a cui corrispondono diversi schemi statici (Fig. 9):

- Fase 1. Varo delle travi in c.a.p. su apparecchi provvisori.
- *Fase 2.* Posizionamento in asse pile degli appoggi definitivi, armature getto del traverso per una larghezza di 7.00 m e della soletta per una larghezza di 14.00 m, predisponendo le guaine per la successiva precompressione in opera.
- *Fase 3*. Precompressione graduale della soletta e del traverso, con rimozione degli appoggi provvisori e scarico delle strutture sugli appoggi definitivi, realizzando la continuità.
- *Fase 4*. Getto della soletta e degli sbalzi nei tratti centrali non ancora realizzati.

La notevole rigidezza torsionale delle travi a cassone ha consentito di evitare la realizzazione di traversi intermedi di collegamento, con una lieve penalizzazione flessionale della soletta.

Le analisi strutturali delle travate sono state eseguite in accordo con i seguenti criteri:

- posizionamento dei carichi mobili previsti dalla normativa a partite dalla corsia interna per determinare i carichi più elevati sulla trave di riva, assimilando l'impalcato ad una piastra equivalente (metodo Guyon-Massonnet);
- incremento dinamico dei carichi mobili pari a φ = 1.27 per la luce di 30 m, e φ = 1.20 per la luce di 40 m;
- effetto del ritiro e della viscosità nell'ipotesi di precompressione dopo 14 gg. di stagionatura ($\epsilon_r = 0.00025; \alpha = 2$);
- effetto della post tensione della soletta e del ringrosso di testata con coefficiente di omogeneizzazione della soletta e dei getti interni pari a n = 0.8;
- azioni sullo schema iperstatico longitudinale conseguenti alla esecuzione progressiva della posttensione;
- cadute di tensione a lungo termine nelle travi prefabbricate, agenti sullo schema iperstatico finale



Figura 9 – Fasi costruttive

- variazione termica differenziale (intradossoestradosso) impalcato con gradiente pari a ±10°C;
- azione di trazione nella trave precompressa indotta dall'azione sismica ;
- azione di trazione indotta dall'azione di frenamento;
- azione di trazione indotta dall'attrito degli appoggi valutata con coefficiente di attrito pari a f = 0.04.

I diagrammi delle sollecitazioni flettenti, per le diverse condizioni di carico sono indicate nei grafici di seguito riportati.

Le verifiche delle pile e spalle sono state eseguite in congruità con la tipologia degli apparecchi di appoggio secondo i seguenti criteri:

- trasferimento delle azioni verticali dovute all'impalcato;
- trasferimento delle azioni sismiche e di frenatura agenti sull'impalcato su tutti gli appoggi in funzione della rigidezza delle pile;
- trasferimento delle azioni vincolari con coefficiente di attrito pari a f = 0.04;
- trasferimento delle azioni del vento trasversale su tutti gli appoggi;
- trasferimento alla pila fissa della sommatoria delle resistenze vincolari, che la precedono, ridotta al 50% per considerare la dissimetria del coefficiente di attrito degli appoggi che precedono e seguono la pila fissa;
- azioni sismiche dovute alle masse proprie costituite da pulvino, spiccato e blocco di fondazione.

Le verifiche dei pali, per le azioni orizzontali, sono state eseguite considerando il comportamento di trave elastica su suolo elastico con vincolo di incastro in sommità.



Figura 10 – Testate dei cavi di post-tensione



Figura 11 – Soletta post tesa





Figura 12 – Posizionamento dei cavi di precompressione in opera

3.8 Esecuzione dell'opera

Sono stati realizzati circa 30000 ml di pali trivellati di grande diametro ($\phi = 1000 \div 1200$ mm) lavorando a pieno ritmo con quattro gruppi di scavo composti ciascuno da una trivella tipo Casagrande B180 HD per l'esecuzione del foro e da un'autogru cingolata tipo Link belt LS 108 B per sostenere il gruppo di vibrazione necessario per l'infissione del tubo-forma di sostegno del cavo per i primi 10-12 m. Completato lo scavo e posata la gabbia di armatura veniva eseguito il getto di calcestruzzo, con una produzione media di 3 pali finiti al giorno per ogni gruppo di scavo.

Le pile sono state realizzate con n. 4 casseri metallici modulari, gettando prima il fusto e poi il pulvino (Figg. 13, 14), previo inserimento delle gabbie di armatura prefabbricate, con una produzione media di n. 5 fusti e 3 pulvini a settimana.

Il varo delle travi su appoggi provvisori (scatole a sabbia costruite appositamente) è stato eseguito a mezzo di una singola autogru da 400 t, ovvero con due autogru, una da 200 t e la seconda da 100 t (Figg. 15, 16, 17), con una produzione media di 6 travi al giorno.



Figura 13 – Getto di un pulvino



Figura 14 – Getto del fusto di una pila



Figura 15 – Varo di una trave prefabbricata



Figura 16 - Completamento del varo di un impalcato



Figura 17 – Vista finale degli impalcati varati

La tesatura in opera dei cavi di precompressione è stata eseguita, gradualmente, mediante l'impiego di martinetti monotrefolo, in numero pari al numero dei trefoli di ogni cavo, azionati da una centralina, in modo tale da tesare tutti i trefoli contemporaneamente (Fig. 18). Dopo la tesatura si è proceduto alla sigillatura dei cavi con l'iniezione sottovuoto di boiacca di cemento con additivo tipo "flowcable".

Nonostante la complessità delle operazioni di varo, getto e tesatura dei cavi, sono stati realizzati non meno di due impalcati completi a settimana.

Ultimati i lavori, l'opera è stata sottoposta a prove di carico statiche riproducenti le condizioni più gravose di progetto per le sezioni di mezzeria delle campate e in corrispondenza delle pile.

Le frecce elastiche misurate sono risultate in perfetto accordo con quelle teoriche, determinate assumendo un modulo elastico di 380.000 da N/cm² per le travi precompresse e di 300.000 da N/cm² per la soletta gettata in opera.

Committente e D.L. Impresa Generale: Travi prefabbricate:

Progetto esecutivo: Progetto costruttivo: Geotecnica: ANAS S.p.A. ADANTI S.p.A. PRECAL S.r.I. IADANZA ENGINEERING CSP. S.r.I. SEICO S.r.I. P. CROCE



Figura 18 – Testate dei cavi

ANALISI NUMERICA E SPERIMENTALE DI TEGOLI DI COPERTURA IN CONGLOMERATO ARMATO PRECOMPRESSO

Pierpaolo Diotallevi¹, Andrea Gambi², Leonardo Mambelli²

1 Ingegneria - Alma Mater Studiorum - Università di Bologna

2 Cooperativa Ravennate Interventi sul Territorio

SOMMARIO

In questa memoria sono illustrati i risultati di una campagna di sperimentazione su elementi di copertura prefabbricati in c.a. Questo tipo di elementi si caratterizza per la combinazione di stati tensionali longitudinali e trasversali; pertanto viene realizzato un modello e.f. per analizzare la risposta in condizioni di servizio e alla rottura.

SUMMARY

In this paper are described the results of a series of experimental studies on a precast prestressed reinforced concrete roof element. This kind of concrete element is characterized by the combination of longitudinal and transversal tensions; therefore an e.f. model is realized to analize the response in usual service condition and in proximity to collapse.

1. INTRODUZIONE

I tegoli di copertura presentano il notevole vantaggio di coprire grandi luci con carichi relativamente modesti; tuttavia la loro conformazione a sezione aperta e in parete sottile è caratterizzata da un comportamento strutturale complesso dovuto alla coesistenza di sforzi flessionali e taglianti nella direzione dell'asse dell'elemento e di sforzi trasversali di notevole intensità.

La presenza di elevate forze di precompressione applicate alle testate e la scelta tecnologica di dover disporre armatura ordinaria in spessori piccoli conferiscono a questi elementi strutturali modalità di rottura locale non facilmente prevedibili. In particolare, secondo la filosofia di progettazione della gerarchia delle resistenze, diventa fondamentale assicurare il comportamento a trave dell'elemento a fronte della conservazione della sezione trasversale.

Questi i presupposti per i quali si sceglie di approfondire l'analisi strutturale di tali elementi con modelli numerici in grado di coglierne il comportamento bidimensionale e di adottare i metodi semplificati proposti dalle varie normative per il dimensionamento. Nella verifica definitiva di questi elementi risulta opportuno pertanto far ricorso ad analisi ad elementi finiti, la cui validazione deve essere affidata ad una campagna di prove sperimentali svolte per cogliere la corrispondenza fra le evidenze sperimentali e le modellazioni numeriche ed utili anche per indagare il comportamento a rottura dei tegoli precompressi.

L'efficacia del metodo di progettazione richiamato viene applicata per la progettazione e il collaudo di un elemento di copertura di produzione della ITER Prefabbricati.

2. IMPIEGHI DEL SISTEMA DI COPERTURA ALARE E CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL SISTEMA DI PREFABBRICAZIONE

Il sistema costruttivo tipo alare coniuga elevate doti prestazionali ad elementi di pregio architettonico tali da renderlo particolarmente adatto per coperture di capannoni ad uso commerciale e artigianale.

La trave alare accoppiata a coppelle in lamiera curva e policarbonato trasparente può coprire luci fino a 30 m con uno spessore massimo del pacchetto di copertura pari a 120 cm. (Fig. 1).



Figura 1 - Applicazione di copertura a capannone industriale
La leggerezza del sistema porta notevoli vantaggi su pilastri e fondazioni soprattutto in zona sismica.

La trave alare si contraddistingue per eleganza e leggerezza e fra le altre caratteristiche è dotata di una resistenza al fuoco di 120' secondo la Normativa UNI 9502.

3. TECNOLOGIA DEI CASSERI

Il cassero è di tipo autoreagente con una portata di 400 Tonn, ed è costituito da un cassero di base ammortizzato e da un controcassero. Il controcassero è dotato di bracci idraulici per lo scassero e di bloccaggi idraulici per fissarlo al cassero base in fase di getto.

Le lamiere controgetto utilizzate per il cassero base hanno spessore 8 mm e 6 mm per il controcassero; l'acciaio è di 1° qualità tipo ST 44-3.

Il dimensionamento delle strutture e la qualità della realizzazione permettono di ottenere spessori di getto con scostamento massimo di 2 mm rispetto alle misure teoriche.

La vibrazione elettrica abbinata a una struttura opportunamente studiata permette di ottenere un manufatto di grande qualità contenendo al minimo le emissioni di rumore.

La maturazione viene accelerata mediante riscaldamento del cassero ottenuto dalla circolazione di vapore entro tubi alettati posti sotto il cassero stesso. La temperatura del calcestruzzo segue una curva programmata dal sistema di controllo e rilevamento dati.

4. CONGLOMERATO

Il conglomerato adottato deve essere sottoposto a tensioni elevate, la scelta quindi di un calcestruzzo di media/alta resistenza (Rck 50) è necessaria al fine di ridurre percentualmente al minimo le conseguenze delle deformazioni lente.

La composizione del conglomerato si basa su una scelta dei componenti ed un loro proporzionamento per determinare la riduzione al minimo dei vuoti e di conseguenza la compattezza del conglomerato.

La riduzione dei vuoti oltre ad implicare l'aumento della resistenza comporta la riduzione del ritiro, l'accrescimento del modulo elastico e la riduzione delle deformazioni viscose, elementi che garantiscono la conservazione nel tempo dello stato di coazione voluto.

Lo studio della granulometria è essenziale per la buona riuscita di un conglomerato anche se occorre valutare la possibilità di un lieve aumento del quantitativo d'acqua e degli inerti fini per render più fluida la miscela. E' infatti preferibile perdere un poco di resistenza piuttosto che ottenere un conglomerato non sufficientemente lavorabile.

Tutti gli studi teorici sviluppati sulla composizione sono confortati dal controllo della resistenza con prove di compressione su provini.

Infine è di fondamentale importanza il trattamento del calcestruzzo nel periodo di stagionatura immediatamente susseguente al getto.

Inoltre in stabilimento si riescono a conseguire rapidi indurimenti mediante stagionatura a caldo facendo circolare una corrente di vapore attorno alle casseforme in modo tale da mantenere il getto ad una temperatura media di 60° per consentire di scasserare il manufatto dopo appena 10 h dal getto. A tal fine si adotta un impianto di maturazione dei getti mediante circolazione di vapore in tubi alettati con recupero della condensa e controllo dell'andamento della temperatura nel tempo al fine di evitare shock termici nel conglomerato.

Il costipamento avviene per vibrazione, la funzione è ridurre la mutua pressione dei grani per vincere le resistenze di attrito. In tal modo si ottiene la fluidità necessaria per un buon assestamento nelle casseforme senza impiegare eccessiva quantità d'acqua e quindi con economia di cemento a parità di resistenza.

L'opportunità di ridurre al minimo la quantità d'acqua è correlata inoltre alla capacità dell'eccesso di acqua di impasto di annullare l'effetto benefico della vibrazione.

La vibrazione avviene mediante impianto di vibrazione a variazione di frequenza composta da17 vibratori elettrici comandati da apposita unità per la variazione dell'intensità e della durata della vibrazione, il sistema è azionato mediante radiocomando.

La lavorabilità del conglomerato viene poi migliorata senza una maggiorazione dell'acqua di impasto e quindi abbassamento della resistenza con l'aggiunta di additivi superfluidificanti.

I superfluidificanti acrilici contengono sostanze che riducono le resistenze d'attrito che si oppongono al costipamento e inoltre generano fase gassosa nella miscela sottoforma di microbollicine che conferiscono alla malta proprietà lubrificanti con azione equivalente ad una variazione granulometrica dell'impasto, in quanto la presenza delle microbollicine ha lo stesso effetto di un accrescimento del finissimo.

Questo stato di cose porta ad una riduzione della resistenza del conglomerato perché lo rende più poroso, senonché la migliore fluidità della miscela facilita il raggiungimento di una maggiore compattezza, cosicché in definitiva la resistenza del conglomerato in opera ne risulta accresciuta [12].

5. CRITICITA'

E' noto dalla Scienza delle Costruzioni che le volte in parete sottile come il tegolo in esame possono essere soggette a fenomeni di instabilità di seconda specie, per cui si ha una deformazione secondaria che accompagna quella principale e che provoca una progressiva diminuzione della rigidezza della struttura. L'esempio tipico è rappresentato dal fenomeno che si manifesta se si inflette un tubo cilindrico molto sottile, di spessore piccolo rispetto al raggio. La sezione del tubo, che in origine è circolare, al crescere del momento flettente si ovalizza progressivamente, in modo che i vari elementi del contorno si avvicinano all'asse neutro: per cui il momento di inerzia J della sezione acquista valori man mano minori. Ne segue che l'angolo di flessione, misurato tra due sezioni distanti uno, cresce non solo per il crescere di M, ma anche per il decrescere di J; ossia non cresce proporzionalmente a M, bensì in misura più rapida

Ad un certo punto il diminuire di J può esaltarsi tanto da bastare da solo per far crescere spontaneamente l'angolo di flessione anche se M smette di crescere; per cui l'equilibrio diventa instabile.

La causa dell'ovalizzazione è molto semplice. In conseguenza della flessione del tubo, due sezioni rette vicinissime che erano parallele, formano tra loro un certo angolo, quindi anche le tensioni agenti su di esse non sono più allineate, ma formano tra loro lo stesso angolo. Perciò tanto le tensioni di trazione quanto quelle di compressione acquistano risultanti rivolte verso l'interno della sezione e tendenti a deformarla.

Queste risultanti che esistono in ogni trave inflessa, non provocano deformazioni sensibili nel caso delle comuni sezioni piene; ma possono deformare notevolmente la sezione quando questa è costituita da parti di piccolo spessore, ossia quand'è facilmente deformabile.

La stessa causa esiste anche per volte in spessore sottile come il tegolo in esame.

Anche le volte sottili cilindriche appoggiate soltanto alle estremità frontali e quindi inflesse longitudinalmente sono soggette a un fenomeno analogo a quello del tubo inflesso. La flessione tende ad appiattire le sezioni rette, perché i loro vari elementi tendono ad avvicinarsi all'asse neutro per la stessa causa indicata per il tubo.

In pratica si giunge di rado all'instabilità, perché ciò può richiedere un momento flettente di valore maggiore di quello di esercizio, specie se lo spessore non è molto piccolo in confronto del raggio. Tuttavia può accadere che l'instabilità sia abbastanza prossima, cioè che vi si possa giungere aumentando di non molto il momento, nel qual caso il grado di sicurezza risulta assai inferiore a quello che appare dal confronto delle tensioni interne con quelle di rottura; ciò che impone di tenere in ogni caso tale possibilità nella dovuta considerazione [01,02].

6. ANALISI NUMERICA

Le analisi usualmente adottate per il dimensionamento di questo tipo di elementi partono da ipotesi semplificate che non considerano gli effetti della non linearità meccanica e geometrica.

Sono state quindi condotte analisi numeriche più raffinate per confrontare i risultati e convalidare l'utilizzo di modelli semplificati.

Allo scopo di indagare la sensibilità del tegolo all' instabilità è stato sviluppato un modello con elementi finiti tipo shell di spessore variabile (dai 6 ai 10 cm) e mesh di circa 25 x 50 cm (Fig. 2).



Figura 2 - Modello agli elementi finiti del tegolo

Gli effetti della precompressione sono stati imposti tramite forze nodali agenti lungo l'asse longitudinale del manufatto in corrispondenza degli ancoraggi dei cavi.

I carichi esterni applicati sono stati schematizzati con una distribuzione di carichi nodali sulle ali e sulla soletta di fondo del tegolo. Il tegolo precompresso di grande luce rappresenta un elemento snello per il quale gli effetti della non linearità geometrica influenzano in misura determinante il reale comportamento della struttura, sia in termini di deformazione che di carico ultimo.

Nelle analisi numeriche svolte la non linearità geometrica è valutata imponendo la risoluzione delle equazioni di equilibrio rispetto alla configurazione deformata della struttura. Il confronto con un modello che non considera la non linearità e opera nell'ipotesi di conservazione delle sezioni mostra che anche per valori di carico pari a 2 volte quelli di esercizio le tensioni non subiscono incrementi significativi e quindi non è prossima la crisi per instabilità (Fig.3).



Figura 3.a – Modello e.f. lineare stato tensionale



Figura 3.b – Modello e.f. con non linearità geometrica; stato tensionale

Parallelamente è stato sviluppato un modello e.f. con elementi solido 3D per valutare gli effetti della non linearità meccanica (Fig. 7). E' stato adottato un legame costitutivo per il conglomerato armato implementato nel programma commerciale ad elementi finiti ALGOR.

Il calcestruzzo armato è trattato come omogeneo con comportamento differente in trazione e compressione. Si adotta un modello di rottura "spalmato" dove la rottura per apertura delle fessure e la rottura per espulsione del calcestruzzo compresso sono simulate attraverso il degrado dell'elasticità in corrispondenza dei punti di integrazione invece che riportare fessure macroscopiche singole. Le fessurazioni possono manifestarsi su tre differenti piani ortogonali in corrispondenza di ogni punto di integrazione di ciascun elemento. Il numero di punti di integrazione è funzione della definizione dell'elemento. Il modello è studiato per un carico monotono (che aumenta o diminuisce, ma non subisce inversioni). Nel modello utilizzato, la rottura del calcestruzzo è considerata l'aspetto principale, ma anche la compressione in presenza di confinamento è ragionevolmente tenuta in conto.

Si adotta un approccio "spalmato" anche per le armature di rinforzo. Si ipotizza che le armature siano distribuite "spalmate" su tutto l'intero elemento in misura proporzionale al volume dell'elemento. Il contributo delle armature fornisce un rinforzo al calcestruzzo nella direzione specificata. Il materiale per le armature segue un modello costitutivo di tipo elastoplastico con comportamento isotropo alla Von Mises. Si possono definire tre distinte direzioni per le armature.

Al fine di una corretta definizione del modello costitutivo per il calcestruzzo non armato occorre specificare i valori che meglio descrivono la curva tensione-deformazione del calcestruzzo in compressione dopo il tratto elastico (Fig.4 tratto dal punto 2 al punto 1).

Mentre le coordinate del punto 2 sono il punto di limite elastico e quindi sono direttamente correlate al valore del Modulo di Young, la definizione delle coordinate del punto 1 viene tarata su base sperimentale.

A tale scopo è stata utilizzata la relazione proposta in letteratura [4.] per comprovarne la rispondenza a descrivere le caratteristiche di un calcestruzzo C45/50, come quello utilizzato per il tegolo in esame.

La figura mostra un tipico comportamento uniassiale del calcestruzzo non armato. Quando il calcestruzzo viene caricato in compressione (punti 3-2-1) si comporta in modo elastico fino al raggiungimento del limite elastico (punto 2). La risposta del materiale si attenua e iniziano le deformazioni non reversibili. Dopo avere raggiunto il punto di crisi al picco dello sforzo (punto 1) il materiale si degrada, ma in teoria può ancora sopportare un certo carico. Questa attenuazione della compressione non viene modellata da ALGOR, e si considera che il calcestruzzo vada a rottura per compressione e non sia in grado di sopportare nessun altro carico oltre il raggiungimento di questo punto. Si assume che ogni ciclo di scarico prima della crisi sia in campo elastico e segua il Modulo di Young.

Quando il calcestruzzo è caricato in trazione, si comporta elasticamente fino al raggiungimento dello sforzo di crisi (punto 4). Il comportamento in trazione dopo la crisi (tension softening) è di particolare importanza nella modellazione del trasferimento di carico attraverso le fessure (tension stiffening) nel calcestruzzo rinforzato con armature [03].



Figura 4 – Comportamento teorico uniassiale del calcestruzzo non armato

La perdita di forma della sezione trasversale dovuta alle deformazioni subite dalle ali e la possibilità di plasticizzazione degli innesti delle ali alla soletta determina la riduzione improvvisa delle caratteristiche inerziali della sezione e si accompagna quindi alla rottura improvvisa dell'elemento.

Di rilevante importanza è la disposizione delle armature trasversali che è stata modificata (Fig. 5) in ragione dell'esito della prima prova di carico (Fig. 6).

Figura 5.a – Disposizione armatura trasversale prima della prova di carico

SCHEMA DI POSA RETE ELETTROSALDATA - Ø4/21" - Ø6/varajabile soluzione "B" dopo la prova di carico



Figura 5.b - Particolare della ottimizzazione della disposizione dell'armatura trasversale

Lo dimostrano le indagini sperimentali condotte per ottimizzare il posizionamento dell'armatura ordinaria delle ali che hanno evidenziato l'importanza della disposizione corretta delle armature a flessione trasversale delle ali per evitare crisi della sezione trasversale e conseguente collasso improvviso dell'elemento (Fig. 6).



Figura 6.a - Collasso del tegolo per perdita di forma della sezione trasversale



Figura 6.b - Plasticizzazione dell'attacco dell'ala alla soletta di fondo

A tale scopo è stato realizzato un secondo prototipo parziale ed eseguita una prova sperimentale per indagare il comportamento flessionale dell'ala del tegolo e assicurare che la crisi avvenga per valori di carico superiori a quelli che la Normativa prescrive per la verifica allo stato limite ultimo dell'elemento nell'ipotesi di comportamento a trave.



Figura 7 - Modello agli e.f. del tegolo per lo studio del comportamento della sezione trasversale

6.1 Principali caratteristiche geometriche

Gli elementi tipo alare sono posti in opera parallelamente gli uni agli altri con un interasse non superiore a 5.0 m. Il sistema costruttivo permette anche l'introduzione di coperture di tipo shed.

Lo schema statico del tegolo è quello di trave semplicemente appoggiata agli estremi.

L'elemento è caratterizzato da una sezione trasversale sottile aperta, composta da una soletta inferiore che contiene i trefoli per la precompressione, e da due ali simmetriche che terminano superiormente con due bulbi su cui appoggiano le strutture secondarie (Fig.8). La sezione trasversale del tegolo ha un ingombro orizzontale di 2.50 m e verticale di 0.85 m, e prevede un impiego su luci massime di 25 metri. I tegoli sono precompressi per mezzo di trefoli da 0.6" pollice, di numero variabile in funzione della luce.



Figura 8 - Principali caratteristiche geometriche del tegolo

6.2 Prove di carico

Per collaudare il tegolo di copertura e confrontare i risultati sperimentali con quelli numerici al fine di validare il modello agli elementi finiti sono state condotte presso lo stabilimento della ITER Prefabbricati tre prove di carico volte ad indagare tutti gli aspetti di deformabilità e resistenza dell'elemento.

La prima prova condotta nel luglio del 2006 prevedeva di caricare fino a rottura il tegolo per individuarne le modalità di collasso. La prova è stata condotta con il supporto del Laboratorio Prove Strutture del DISTART dell'Università degli Studi di Bologna.

I carichi sono stati applicati mediante tre diversi dispositivi: a) riempimento con acqua di vasche a tenuta, realizzate

- all'interno del tegolo sfruttando la sua conformazione;
- b) martinetti idraulici posti sul bordo della sezione;
- c) riempimento con ghiaia di vasche realizzate all'interno.

Durante le prove sono state eseguite misure di spostamenti mediante livello ottico e comparatori meccanici centesimali.

La prova ha evidenziato il sopraggiungere della crisi per perdita di forma della sezione trasversale con formazione di cinematismi in corrispondenza dell'attacco delle ali alla soletta.

In tale ipotesi di crisi non può ritenersi attendibile al fine del dimensionamento del tegolo l'ipotesi di comportamento a trave longitudinale fino alla rottura per i carichi previsti da Normativa nella combinazione di Stato Limite Ultimo.

Si è quindi resa necessaria la riprogettazione dell'armatura trasversale per portare la capacità di resistenza flessionale delle ali sufficientemente oltre i valori massimi di sollecitazione raggiungibile alla base dell'ala per i valori di carico che inducono alla crisi della sezione del tegolo nell'ipotesi di conservazione della forma.

E' stata quindi condotta una secondo prova nell' ottobre del 2006 per collaudare la resistenza trasversale flessionale delle ali a seguito del perfezionamento delle armature.

I carichi sulle sole ali sono stati applicati per incrementi successivi pari al 25% del carico di esercizio.

Le evidenze sperimentali hanno dimostrato che la crisi avviene lato calcestruzzo con fessurazione in corrispondenza della sezione di attacco e per valori superiori a 2 volte i carichi previsti sulle ali nella condizione più gravosa (SLU con accumulo di neve 160 daN/mq) (Fig. 9).



Figura 9.a – Andamento delle deformazioni delle ali in funzione del carico durante la prova



Figura 9.b - Quadro fessurativo

A completamento delle modifiche e ottimizzazioni effettuate è stata svolta una terza prova nel giugno 2007 su di un tegolo di vera grandezza (di luce 18,4m) caricato a cicli alterni di carico e scarico per verificarne la corrispondenza in campo elastico con i risultati delle analisi numeriche ed estrapolare dal modello di calcolo il comportamento a rottura dell'elemento precompresso.



Figura 9.c - Predisposizione del concio di prova

I carichi sono stati applicati per step successivi pari al 25% del carico di esercizio mediante posizionamento di fasci di barre di acciaio adagiate sulle ali e la soletta in misura proporzionale alle aree di influenza di competenza.

Per assicurare la distribuzione uniforme dei carichi sullo sviluppo longitudinale del tegolo ed evitare che gli scarichi avvenissero solo puntualmente per effetto della rigidezza dei fasci a causa di fenomeni di ingranamento tra le barre nervate, sono stati posizionati degli appoggi cedevoli su tutto lo sviluppo del tegolo a sostegno dei fasci.







Figura 10 - Prova di carico in esercizio e strumentazione per il monitoraggio dei cedimenti

6.3 Confronti tra indagini sperimentali e numeriche

Le prove di carico sono state simulate adottando i modelli agli elementi finiti sopra descritti.

Nella simulazione numerica per seguire il più fedelmente possibile la sequenza delle sollecitazioni della struttura, i carichi sono stati applicati in un numero di fasi equivalente a quello corrispondente ai cicli di carico durante le prove: nella prima simulazione numerica si è considerato il tegolo di misura ridotta con applicati i soli carichi sulle ali, nella seconda condizione invece viene studiato un tegolo identico a quello sperimentato e le simulazioni di carico sono state estese oltre che agli step di carico della prova fino alla condizione di carico corrispondente alla combinazione di carico più gravosa allo SLU. La Fig. 11 mostra le curve sperimentali e numeriche in termini di freccia massima in mezzeria in funzione del carico (verticale) totale applicato.



Figura 11 - Andamenti teorico e sperimentale delle freccia f di mezzeria al variare del carico totale applicato

Avendo ipotizzato nel modello numerico vincoli infinitamente rigidi agli appoggi, le letture sperimentali degli spostamenti verticali in corrispondenza della mezzeria del tegolo sono state depurate dai cedimenti vincolari. Dalla simulazione numerica della prova di carico fino a rottura si è osservato che, dopo una prima fase caratterizzata all'aumentare del carico da un corrispondente aumento elastico delle deformazioni (Fig. 7), si raggiungono i valori limite ammessi per le tensioni senza perdita di forma. Le cause del collasso della struttura sono imputabili alla crescita momento flettente in misura trascurabile ai fenomeni del secondo ordine connessi alla cosiddetta "perdita di forma della sezione". Nelle Figg. 11-12 appaiono i grafici di confronto fra le curve sperimentali e quelle numeriche in termini di apertura delle ali e del valore del carico (verticale) totale applicato.



Figura 12 - Aperture delle ali, confronto tra risultati sperimentali e valori calcolati numericamente

Appare evidente, comunque, che i maggiori effetti della perdita di forma della sezione si verificano per carichi notevolmente superiori a quelli relativi alla vita in esercizio del tegolo, ovvero in corrispondenza di valori prossimi al collasso della struttura.

La corrispondenza fra i quadri fessurativi rilevati nella prova a rottura su un concio prototipo e i regimi tensionali riscontrati nel modello numerico e tra le deformazioni misurate sul prototipo in scala reale e i risultati numerici delle simulazioni confermano la validità dell'analisi numerica e del comportamento strutturale del tegolo.



Figura 13.a - Risultati numerici relativi alle tensioni normali nella condizione di esercizio



Figura 13.b - Risultati numerici relativi alle tensioni per le condizioni di carico che portano alle prime fessurazioni (carico = 2.5 Q(SLE))

7. CONCLUSIONI

La seconda prova, per la quale è stato utilizzato un concio di dimensioni ridotte, ha evidenziato un efficace comportamento flessionale dell'elemento con il raggiungimento del collasso per valori di carico sensibilmente superiori a quelli previsti dalla Normativa per il raggiungimento della crisi allo Stato Limite Ultimo.

Nell'ottica di una crisi controllata dell'elemento, che secondo la logica delle gerarchia delle resistenze consenta il sopraggiungere di cinematismi nelle ali solo a seguito della crisi longitudinale del tegolo, le prove svolte attestano la correttezza di una procedura di progettazione e dimensionamento fondata sull'analisi di un comportamento a trave con conservazione delle sezioni per i carichi previsti per la rottura allo Stato Limite Ultimo.

I risultati sperimentali sono stati quindi confrontati con un modello agli elementi finiti in campo elastico e con una serie di modelli capaci di cogliere le non linearità (meccanica e geometrica) al fine di determinare una corrispondenza tra l'analisi numerica e l'evidenza sperimentale e convalidare l'utilizzo di un modello lineare per studiare il comportamento di questo tipo di manufatto.

La messa a punto del modello numerico ha consentito quindi l'individuazione puntuale dello stato tensionale e ha pertanto avvalorato la scelta di assumere la modellazione agli elementi finiti dell'elemento prefabbricato per definire i criteri e gli accorgimenti da assumere nella predisposizione delle armature in modo tale da annullare gli effetti fessurativi e studiare adeguatamente la risposta prestazionale dell'elemento di copertura.

L'assenza di stati tensionali elevati allo stato limite di esercizio conferma le evidenze sperimentali e l'efficacia della soluzione costruttiva in termini di durabilità, così come la manifestazione di stati tensionali tali da indurre la crisi per valori di carico superiori a quelli della condizione di SLU validano la scelta progettuale effettuata e la correttezza della progettazione anche nell'ipotesi di comportamento a trave dell'elemento.

BIBLIOGRAFIA

- [01] BELLUZZI O. (1980), "Scienza delle Costruzioni", Zanichelli, Bologna.
- [02] BELLUZZI O. (1933) "La stabilità dell'equilibrio delle volte a botte inflesse secondo le generatrici", Ricerche di Ingegneria
- [03] ALGOR (2008) "User's Guide Version 23 (build 10).
- [04] ROSETTI R., BERTAGNOLI G., GARLONE G. (2006), "Comportamento a rottura di plinto a pozzetto prefabbricato", 16° Congresso CTE Atti
- [05] COMITATO EUROPEO NAZIONALE "Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo"
- [06] C. CESTELLI GUIDI "Cemento armato precompresso". HOEPLI
- [07] POZZATI P. CECCOLI C. (1987), "Teoria e Tecnica delle Strutture", Utet, Milano.
- [08] C.E.B./F.I.P. (1982), "Manual on bending and compression", Bulletin d'Information N. 141, Paris.
- [09] C.E.B./F.I.P. (1977), "Manual of buckling and instability", Bulletin d'Information N. 123, The Construction Press, Lancester.
- [10] SANTARELLA L. (1992) "Il cemento armato", 21a edizione, Ulrico Hoepli Editore, Milano.
- [11] PISANI M.A. (1998), "Pre-stressing and Eurocode E.C.2", Engineering Structures, Vol. 20, No 8.
- [12] COLLEPARDI M. (1991), "Scienza e tecnologia del calcestruzzo", Hoepli, Milano.
- [13] PCI (1998), "Design Handbook", Precast/Prestressed Concrete Insitute.
- [14] BENNET D. (2005), "The art of precast concrete", Birkhauser, Berlin.
- [15] LEONARDT MONNIG "C.A. E C.A.P." VOL. III ED. ETS.
- [16] M.A. CRISFIELD (1991), "Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures, Vol. 1: Essentials", J. Wiley & Sons

Contatti con gli autori

Pier Paolo Diotallevi: <u>pierpaolo.diotallevi@mail.ing.unibo.ir</u> Andrea Gambi: <u>direzione@itercoop.com</u> Leonardo Mambelli: <u>sto.ml@itercoop.com</u>

LA REALIZZAZIONE DI LINEE METROPOLITANE SOPRAELEVATE CON IL METODO DEI CONCI PREFABBRICATI IN C.A.P.

Gilberto Dreas

Responsabile Ufficio Progettazione - DEAL srl - UDINE

SOMMARIO

La tecnologia dei conci prefabbricati in cemento armato precompresso ha avuto larga diffusione, negli ultimi dieci anni, nella realizzazione di strutture sopraelevate per il supporto di linee metropolitane leggere in ambito urbano. Il successo della tecnologia, già largamente diffusa nella realizzazione di ponti e viadotti stradali, è dovuto ad una serie di innegabili vantaggi rispetto a soluzioni più convenzionali. In questa presentazione verranno illustrati alcuni aspetti di carattere progettuale e costruttivo relativi all'applicazione della tecnologia in queste infrastrutture. Al termine saranno presentati alcuni progetti in cui l'autore è stato coinvolto nelle attività di progettazione o ingegneria di costruzione.

SUMMARY

The precast segmental method was largely used in the last ten years in the construction of elevated guideways for light rail transport in urban environment. The success of this technology, which was extensively used in the construction of highway bridges, depends on a number of advantages offered in comparison with more conventional construction methods. In this report design and construction aspects related to the use of the technology in such kind of infrastructures will be illustrated. Finally a few project, in which the author was involved as designer or construction engineer, will be presented.

INTRODUZIONE 1.

Breve introduzione alla tecnologia 1.1 dei conci prefabbricati

La tecnologia dei conci prefabbricati si basa sulla segmentazione dell'impalcato in c.a.p. in elementi di dimensioni e peso limitati, in modo da consentirne il trasporto, realizzati in un apposito impianto di prefabbricazione.

Le casseforme utilizzate per la prefabbricazione consentono il posizionamento plano altimetrico del concio di controstampo in modo da ottenere la geometria finale richiesta.

I conci in c.a. vengono poi trasportati in prossimità dell'opera da realizzare e messi in opera con l'ausilio di apposite attrezzature di varo.



Figura 1 - Schema di montaggio con carro varo

La continuità tra i vari elementi si realizza mediante precompressione longitudinale che può essere interna o esterna alla sezione di calcestruzzo.



Figura 2 – La prefabbricazione in stabilimento



Figura 3 – Spaccato tridimensionale di campata tipica

2. SCELTE PROGETTUALI

2.1 La sezione trasversale dell'impalcato

Come già accennato, uno dei vantaggi della tecnologia a conci prefabbricati è quello di poter realizzare diverse tipologie di sezioni, che possono quindi essere adattate alle esigenze estetiche o funzionali del sistema, con un impatto minimo sui costi di costruzione.

Nonostante non vi siano sostanzialmente limiti costruttivi, due sono le tipologie di sezioni comunemente utilizzate: la sezione a "U" e quella a cassone trapezoidale.

La sezione a "U"

Questa tipologia di sezione è stata utilizzata in diversi progetti, tra cui Dubai Metro, Monterey, Santiago del Cile. Essa offre alcuni vantaggi quali la possibilità di utilizzare parte dell'elemento strutturale come componente funzionale del sistema, ad esempio le flange superiori della sezione possono fungere da marciapiedi per le vie di fuga e le anime verticali funge da parziale barriera antirumore. Tuttavia questa sezione è poco efficiente dal punto di vista strutturale dal che ne risulta che, a parità di luce e di carichi, le incidenze di materiali e di conseguenza il peso ed il costo della struttura, risultano più alti di quelli ottenibili con la più efficiente sezione a cassone trapezoidale.



Figura 4 – Dubai Metro- Sezione trasversale impalcato

La sezione a Cassone Trapezoidale

Questa tipologia di sezione è stata utilizzata nelle Millennium e Canada Lines a Vancouver, nella DLR di Londra, Seattle LRT, New York JFK e molte altre linee metropolitane leggere. Questa sezione ha come principale caratteristica l'efficienza strutturale già menzionata nel paragrafo precedente. Vi sono tuttavia altre caratteristiche non meno importanti che la rendono vantaggiosa: per esempio la possibilità di scegliere tra precompressione a cavi esterni o interni, preclusa alla sezione ad "U" (sulle differenze tra i due sistemi si dirà più avanti), oppure la possibilità di utilizzo su raggi di curvatura molto stretti grazie al migliore comportamento torsionale della sezione chiusa.



Figura 5 – Londra DLR- Sezione trasversale impalcato

Altre sezioni

Altre sezioni sono meno diffuse a causa del loro maggiore costo, tuttavia in alcuni casi si sono utilizzate.

Manila LRT2

Questo è un progetto particolare in quanto nato per essere realizzato mediante prefabbricazione e varo dell'intera campata. Tuttavia l'impossibilità di trasportare le travi nel traffico di Manila e lo stato avanzato del progetto ha suggerito, quale soluzione alternativa, la segmentazione della trave stessa in conci. La sezione è in questo caso a cassoncino con le due "corna" superiori aventi la doppia funzione di elemento strutturale e di barriera anti-deragliamento.



Figura 6 - Manila LRT2 - Sezione trasversale impalcato

Singapore Contract 801

In questo caso la sezione è stata condizionata dal tipo di treno – su gomma invece che su rotaia – che ha portato ad una sezione a cassone con nervature longitudinali superiori aventi la funzione di supporto delle vie di corsa delle ruote.



Figura 7 – Singapore Contract 801 – Sezione trasversale impalcato

- Londra DLR Campate in stazione

Qui l'esigenza di incorporare la piattaforma della stazione nella sezione tipica a cassone trapezoidale (vedi figura 5) ha suggerito l'adozione di una sezione a cassone con puntelli esterni in acciaio, installati nello stabilimento di prefabbricazione dopo l'uscita del concio dalla cassaforma.



Figura 8 – Londra DLR – Impalcati stazioni

2.2 L'interazione binario-struttura

Come è noto la gestione degli aspetti relativi all'interazione binario-struttura è di fondamentale importanza nella realizzazione di viadotti ferroviari, siano essi dedicati al trasporto leggero o pesante.

Il fissaggio della rotaia alla struttura

A differenza delle linee ferroviarie pesanti, nelle linee metropolitane leggere raramente viene utilizzato il ballast quale interfaccia tra il binario e la struttura. Per contenere i pesi e minimizzare l'impatto sulle fondazioni, che in ambito urbano possono essere molto onerose e la cui esecuzione è usualmente di grande disturbo alla viabilità a raso, si ricorre normalmente al fissaggio diretto della rotaia alla struttura. Tale fissaggio si realizza mediante appositi elementi di ancoraggio in grado di mantenere l'allineamento planoaltimetrico della rotaia e nello stesso tempo di consentirne le dilatazioni termiche differenziali in senso longitudinale rispetto alla struttura sottostante. In alcuni casi gli ancoraggi contengono elementi smorzanti in neoprene il cui scopo è quello di limitare il rumore al passaggio del treno.

Normalmente il fissaggio della rotaia non avviene direttamente alla struttura prefabbricata a causa dell'incompatibilità tra le tolleranze normali di costruzione di impalcati in cemento armato precompresso e quelle, molto più limitate, richieste dal tracciato della rotaia. Si esegue quindi un cordolo di calcestruzzo tra la soletta di impalcato e la rotaia (trackplinth) il quale viene realizzato dopo aver posizionato geometricamente gli ancoraggi della rotaia stessa su una dima che viene annegata nel getto di seconda fase.



Figura 9 - Seattle LRT - installazione rotaie su track plinths

Tuttavia la tecnologia a conci prefabbricati consente oggi il raggiungimento di tolleranze costruttive molto vicine a quelle richieste dal tracciamento ferroviario anche in presenza di geometrie complesse, con presenza di raccordi orizzontali e verticali e pendenze trasversali variabili. Ciò ha consentito di sperimentare, con successo, il fissaggio diretto della rotaia all'elemento prefabbricato.

Questo metodo è stato utilizzato nelle due linee Millennium Line (2002) a Canada Line (2008) a Vancouver. Il posizionamento degli inserti è stato effettuato direttamente nello stabilimento prefabbricazione con l'utilizzo di apposite dime. Il rispetto delle tolleranze – dell'ordine dei +/- 5 mm – è stato mantenuto e ciò ha consentito un consistente risparmio nei costi di costruzione.



Figura 10 – Canada Line – Fissaggio rotaie

Lo schema statico

Come qualunque viadotto ferroviario anche per le linee metropolitane leggere si prediligono strutture in cui la distanza tra i giunti di dilatazione dell'impalcato non sia eccessiva, questo al fine di limitare gli effetti di interazione binariostruttura e l'utilizzo dei costosi giunti di dilatazione sulle rotaie.

Lo schema statico preferito è quindi quello di campata semplicemente appoggiata. Tale configurazione, pur non essendo ottimale dal punto di vista delle sollecitazioni nell'impalcato, offre numerosi benefici quali la rapidità di costruzione, la facilità della eventuale regolazione/sostituzione degli apparecchi di appoggio oltre a quello già menzionato di limitare l'interazione binario struttura.

Questo ha portato allo sviluppo del metodo costruttivo "span-by-span" – per campate successive – già parzialmente utilizzato nella realizzazione di viadotti stradali che però ha avuto larghissima diffusione nelle metropolitane sopraelevate diventando sostanzialmente la tecnologia prevalente.

La luce tipica ottimale è compresa tra i 30 ed i 40 m. Al di sotto dei 30 m il costo delle sottostrutture ed il, non trascurabile, costo di spostamento delle reti sotterranei risulta non bilanciato dal costo dell'impalcato. Al di sopra dei 40 m aumentano sensibilmente i costi di costruzione dell'impalcato.

Uno dei parametri condizionanti la scelta della luce è inoltre dato dal limite di frequenza relativa al primo modo di vibrare della campata. Tale limite viene definito in modo tale da evitare fenomeni di risonanza col treno che comporterebbero disagi al comfort del passeggero, quindi varia da progetto a progetto. Il rispetto di tale limite può essere garantito per qualunque luce di campata modificando l'inerzia della sezione. Sezioni troppo alte sono però esteticamente "pesanti" e poco gradite in ambito urbano, quindi l'esigenza di limitare la luce della campata a circa 40 m è quindi dato anche da esigenze funzionali.



Figura 11 – Canada Line – Campate in semplice appoggio

L'utilizzo di campate continue è limitato alle situazioni in cui sia necessario incrementare la luce della campata per superare ostacoli particolari quali fiumi, autostrade o impianti particolari. Il beneficio dato dal metodo a conci prefabbricati è dato dalla flessibilità della tecnologia a coprire anche queste situazioni modificando semplicemente il metodo di varo da "span-by-span" a "balanced cantilever", mantenendo inalterato il metodo costruttivo ed eventualmente anche le attrezzature utilizzate.

2.3 Il metodo costruttivo

La ragione principale che porta, in un numero sempre più frequente di casi, alla scelta del metodo dei conci prefabbricati per la costruzione di linee metropolitane sopraelevate in ambiente urbano è il metodo costruttivo.

Il sistema è infatti estremamente flessibile e poco invasivo rispetto alla viabilità ordinaria per le seguenti ragioni:

Una parte importante dell'attività di costruzione – la prefabbricazione – si svolge in un area dedicata, al di fuori delle zone residenziali con limitato disturbo acustico ed ambientale.



Figura 12 – DLR Londra – Stabilimento di prefabbricazione

- Il trasporto degli elementi prefabbricati avviene con l'utilizzo di mezzi standard visto il limitato peso ed ingombro di questi elementi.
- La messa in opera può realizzarsi con apposite attrezzature di varo – carri varo – operanti dall'alto senza alcun impatto alla viabilità ordinaria oppure con autogru. Solitamente la prima opzione è quella preferita per il minor disturbo e per la rapidità di costruzione. Le attrezzature di varo utilizzate hanno caratteristiche diverse in funzione delle caratteristiche dell'opera e dell'ambiente urbano in cui si trovano ad operare. Nelle immagini seguenti esempi di attrezzature diverse utilizzate per il montaggio dei conci.



Figura 13 – Dubai LRT – attrezzatura di varo



Figura 14 - Singapore contract 801 - attrezzatura di varo

I conci vengono assemblati in opera con l'ausilio di queste attrezzature, dotate di argano per il sollevamento dei conci dal mezzo di trasporto utilizzato - usualmente carrellone ribassato trainato da motrice – e trasporto degli stessi alla loro posizione finale. Ogni singolo concio viene appeso all'attrezzatura di varo e collegato al concio precedentemente varato mediante precompressione temporanea. Solo quando tutti i conci della campata sono stati varati si procede all'installazione dei cavi di precompressione definitivi ed alla tesatura degli stessi.



Figura 15 – Seattle LRT – attrezzatura di varo

2.4 Dettagli strutturali

Avendo già detto delle sezioni e degli schemi statici delle strutture, i dettagli strutturali che saranno presi in considerazione in questa sezione sono quelli relativi al sistema di precompressione e dell'interfaccia tra le superfici di contatto tra i conci prefabbricati.

La precompressione

Due sono i sistemi di precompressione in uso nella realizzazione di strutture a conci prefabbricati post-tese:

- Precompressione a cavi interni aderenti;
 - Precompressione a cavi esterni scorrevoli.

La scelta dipende da vari fattori legati alla durabilità ed ai costi di manutenzione, all'efficienza strutturale ed al comportamento sismico delle strutture.

Le più recenti normative internazionali riguardanti la protezione dei cavi di precompressione, si veda ad esempio il Report 47 [3] o le specifiche del Florida DOT [2], prescrivono che il cavo di precompressione sia incapsulato in un condotto impermeabile in polietilene ad alta resistenza. Questo indifferentemente che si tratti di precompressione esterna o interna. E' evidente che la realizzazione della continuità del condotto (guaina) in polietilene nel caso di conci prefabbricati è estremamente difficile da ottenersi proprio a causa della discontinuità strutturale tra gli elementi. Sebbene siano stati recentemente introdotti sul mercato speciali manicotti da predisporre sulle testate dei conci per ottenere la continuità richiesta, è comunque da preferirsi, per questa tipologia di strutture la precompressione a cavi esterni.

Spostando l'attenzione sull'aspetto strutturale invece, bisogna notare che la precompressione a cavi interni offre alcuni innegabili benefici. Oltre all'efficienza strutturale data dal fatto che il baricentro dei cavi può essere spinto più vicino al bordo esterno a parità di sezione se deve anche considerare alla maggiore resistenza flessionale allo stato limite ultimo. Questi aspetti possono essere controbilanciati, nel caso di utilizzo di cavi esterni, aumentando l'area dell'acciaio di precompressione, la cui incidenza sul costo complessivo della struttura è comunque abbastanza limitata.

In condizione sismica le disposizioni normative sono invece assenti o contraddittorie. Ad esempio le AASHTO Guidelines for Segmental Design and Construction [1] prescrivono che in zona sismica la precompressione debba essere o totalmente interna o parzialmente interna con una componente a cavi esterni non superiore al 50%, mentre recenti analisi sperimentali svolte da CALTRANS - California Departement of Transportation - dimostrano che sia le strutture a conci prefabbricati interamente precompresse a cavi esterni sia quelle interamente a cavi interni mostrano un ottimo comportamento duttile mentre le strutture a precompressione mista mostrano un comportamento fragile poco adatto a strutture in zona sismica.

I giunti tra i conci

I giunti tra i conci possono essere sigillati con resina epossidica o a secco. În quest'ultimo caso è necessario prevedere una sigillatura nella parte superiore della soletta onde evitare infiltrazioni d'acqua.

I giunti a secco possono essere utilizzati solo in caso di precompressione a cavi esterni, per ovvie ragioni di protezione dei cavi stessi. Inoltre non sono ammessi in zone climatiche in cui sono possibili cicli di gelo e disgelo.

Tuttavia, laddove le condizioni lo hanno consentito, sono stati utilizzati per diversi progetti di metropolitane sopraelevate con risultati eccellenti e con un significativo beneficio economico.

I PROGETTI 3.

Vengono di seguito presentati alcuni progetti in cui la DEAL srl è stata coinvolta nelle attività di progettazione o ingegneria di costruzione.

3.1 Canada Line Vancouver

3.1.1 Principali caratteristiche del progetto:

La "Canada Line" è una linea metropolitana leggera che, come mostrato nella mappa, collega il quartiere periferico di Richmond e l'aeroporto internazionale di Vancouver con il centro della città di Vancouver. Il tracciato si sviluppa per una lunghezza di 18 km, di cui 9 in tunnel, 7 sopraelevati e 2 a raso.

- anno di completamento :	2008	
- lunghezza totale tracciato:	18 km di cui	7
	sopraelevati	
- lunghezza campata tipica :	36 m	
- lunghezza campata massima ·	180 m	

- lunghezza campata massima :

- peso massimo concio prefabbricato : 80 ton

- sistema di precompressione : a cavi esterni e guaine in HDPE per le campate semplicemente appoggiate, a cavi interni e guaine in lamierino zincato per le campate continue, iniezione con biacca di cemento additivata

- schema statico : campate semplicemente appoggiate per le luci inferiori a 36 m. Campate continue (max 6 campate) per luci superiori.

- metodo di montaggio : "span-by-span" per le campate semplicemente appoggiate, "balanced cantilever" per le campate continue, "extradosed bridge" per campata da 180 m luce.

- attrezzatura di varo : un (1) carri varo snodati "span-byspan" a via superiore; un (1) carri varo "combo" a via superiore.

- metodo di prefabbricazione : "short line" per tutti i conci

- sistema di trasporto : treno su binari con sistema di alimentazione elettrica inferiore

DEAL (Italia) - SNC Lavalin - progetto esecutivo : (*Quebec – Canada*)

- ingegneria di costruzione : DEAL (Italia)



Figura 16 – Canada Line – flvover



Figura 17 - Canada Line - Middle Arm Bridge

3.2 Dubai Metro – Dubai - Emirati Arabi

3.2.1 Principali caratteristiche del progetto:

La Dubai Metro è una linea metropolitana leggera senza conducente, totalmente automatizzata, in corso di costruzione a Dubai negli emirati Arabi Uniti. La costruzione della linea è stata appaltata alla JT Metro JV che comprende Japanese companies including Mitsubishi Heavy Industries, Mitsubishi Corporation, Obayashi Corporation, Kajima Corporation and

the Turkish company Yapi Merkezi. La Dubai Metro sarà gestita dalla Dubai Road and Transport Authority. Il Dubai Metro system, una volta completato, sarà il sistema totalmente automatizzato di metropolitana leggera più lungo al mondo. Il completamento è previsto entro il 2009.

in corso

36 m

72 m

- anno di completamento :
- lunghezza totale tracciato: 51.2 km sopraelevati

- lunghezza campata tipica :

- lunghezza campata massima :

- peso massimo concio prefabbricato : 80 ton

sistema di precompressione : a cavi interni, guaine in lamierino zincato, iniezione con biacca di cemento additivata - schema statico : campate semplicemente appoggiate per le luci inferiori a 35 m. Campate continue (max 3 campate) per luci superiori.

- metodo di montaggio : "span-by-span" per le campate semplicemente appoggiate, "balanced cantilever" per le campate continue.

- attrezzatura di varo : dieci (10) carri varo snodati "span-byspan" a via superiore; quqttro (4) attrezzature speciali di sollevamento.

- metodo di prefabbricazione : "long line" per i conci spanby-span campate rettilinee, "short line" per tutti gli altri conci (**)

- sistema di trasporto : treno su binari con sistema di alimentazione elettrica inferiore

- progetto esecutivo : Atkins - UK

- ingegneria di costruzione : VFR (VSL/Freyssinet/Rizzani de Eccher JV)



Figura 18 – Dubai Metro – Varo Campate tipiche

3.3 Docklands Light Railway Extension to Silverton and London City Airport

3.3.1 Principali caratteristiche del progetto

- anno di completamento :	2005				
- lunghezza totale tracciato:	3500	т	di	cui	2465
	sopra	eleı	vati		
- lunghezza campata tipica :	37 m				
- lunghezza campata massima :	58 m				
- peso massimo concio prefabbricato :	80 to	n			

- sistema di precompressione : a cavi esterni e guaine in HDPE per le campate semplicemente appoggiate, a cavi interni e guaine in HDPE corrugato per le campate continue,

- schema statico : campate semplicemente appoggiate per le luci inferiori a 37 m. Campate continue (max 4 campate) per luci superiori.

- metodo di montaggio : "span-by-span" per le campate semplicemente appoggiate, "balanced cantilever" per le campate continue.

- altrezzatura di varo : un (1) carro varo "combo" a via superiore.

- metodo di prefabbricazione : "short line" per tutti i conci

- sistema di trasporto : treno su binari con sistema di alimentazione elettrica inferiore

- progetto esecutivo : Halcrow - UK

- ingegneria di costruzione : DEAL - Italia

3.4 Bukit Panjang LRT System – Contract 801 – Singapore

3.4.1 Principali caratteristiche del progetto:

Il tracciato si sviluppa in un'area urbana densamente edificata. Per consentire lo sviluppo della linea sopraelevata entro i limiti dettati dai fabbricati esistenti, dal tracciato stradale sottostante e dall'intricata rete di linee interrate è stato necessario individuare una soluzione sufficientemente flessibile in termini di lunghezza campata e di raggi di curvatura planimetrici. La soluzione a conci prefabbricati è risultata particolarmente efficace consentendo raggi di curvatura minimi di 60 m unitamente a campate di luce libera fino a 30 m.

I ridotti raggi di curvatura hanno imposto, per la prima volta nell'utilizzo di conci prefabbricati in casseri "short line", l'impiego di testate rotanti, onde evitare la distorsione a livello dei giunti che si sarebbe avuta con le testate fisse.

- anno di completamento :	999
---------------------------	-----

- lunghezza totale tracciato: 7715 m
- lunghezza campata tipica :
- lunghezza campata massima : 68 m
- peso massimo concio prefabbricato 35 ton

- sistema di precompressione : a cavi interni, guaine in lamierino zincato, iniezione con biacca di cemento adittivata

34 m

- schema statico : campate semplicemente appoggiate

- metodo di montaggio : "span-by-span" con carro varo a via superiore (overslang)

- attrezzatura di varo : due (2) carri varo snodati "span-byspan" a via superiore

- metodo di prefabbricazione : "short line" per le campate tipiche a via doppia e singola, "long line" per le campate a larghezza variabile

- sistema di trasporto : navette su gomma con guida metallica centrale. Il sistema è totalmente automatico sprovvisto di autista.

- progetto esecutivo : Maunsell –UK

- ingegneria di costruzione : DEAL - Italia



Figura 19 - Singapore Contract 801 - Prefabbricazione conci

3.5 Metro Manila Mass Rail transit Development Project Line 2 Package 3

3.5.1 Principali caratteristiche del progetto:

Il tracciato della linea attraversa la città di Manila dal vecchio centro città (Metro Manila) fino a raggiungere la il quartiere periferico di Marikina.



Figura 20 – Manila LRT Line 2 – Varo concio tipico

- anno di completamento :	2002
- lunghezza totale tracciato:	13800 m ; 12600
	sopraelevati
- lunghezza campata tipica :	25 m
- lunghezza campata massima :	60 m

- peso massimo concio prefabbricato : 80 ton

- sistema di precompressione : a cavi interni, guaine in lamierino zincato, iniezione con biacca di cemento additivata - schema statico : campate semplicemente appoggiate per le luci inferiori a 35 m. Campate continue (max 3 campate) per luci superiori. - metodo di montaggio : "span-by-span" per le campate semplicemente appoggiate, "balanced cantilever" per le campate continue.

- attrezzatura di varo : due (2) carri varo "span-by-span" a via superiore; un (1) carro varo "combo" a via superiore.

- metodo di prefabbricazione : "short line" per le campate tipiche a via doppia e singola, "long line" per le campate a larghezza variabile

- sistema di trasporto : treno su binari con sistema di alimentazione elettrica dall'alto - progetto esecutivo originale : MMI RT Consultants -

progeno esecunvo originare.	minibiti Consultantis
	Filippine
progetto esecutivo impalcati :	DEAL - Italia
ingegneria di costruzione :	DEAL - Italia

4. CONCLUSIONI

La tecnologia dei conci prefabbricati in cap si è dimostrata vincente nella costruzione di linee metropolitane sopraelevate, indipendentemente dalle condizioni al contorno riscontrate per ogni specifico progetto. Tanto che sono allo studio diversi progetti, sia in Asia che in territorio americano che prevedono l'utilizzo di questa tecnologia per nuovi progetti da realizzarsi nei prossimi anni. Come visto in precedenza, diversi sono i vantaggi che rendono questo sistema costruttivo preferibile ad altri, ricordiamo quelli fondamentali:

- economia di costruzione
- flessibilità di tracciato
- rapidità di messa in opera.

I maggiori benefici in termini di costi di realizzazione e di rapidità costruttiva si sono ottenuti per tutti i progetti in cui, sin dalla fase di impostazione dell'opera, tutte le professionalità che hanno contribuito alla progettazione – civile, meccanica, impiantistica, ferroviaria, geotecnica e strutturale – hanno potuto cooperare insieme. In tal modo la progettazione evolve, tenendo conto delle specifiche esigenze costruttive e dei margini di manovra di ogni specializzazione, nella direzione ottimale per l'opera finale. Risultati molto meno ottimizzati si sono invece ottenuti in tutti quei progetti in cui le varie discipline hanno operato indipendentemente, creando rigidi confini e stretti margini operativi per le discipline "confinanti".

E' quindi di fondamentale importanza, nel successo di queste opere, la collaborazione e l'integrazione tra i progettisti delle diverse specialità – di cui la componente strutturale è solo una parte dell'insieme – sin dal concepimento dell'opera.

BIBLIOGRAFIA

- [1] AASHTO Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges
- [2] FDOT Standard Specifications for Road and Bridge Construction 2007
- [3] The Concrete Society, "Durable Port-Tensioned Concrete Bridges," Concrete Society Technical Report 47, Edition 2

ADEGUAMENTO SISMICO DI STRUTTURE INTELAIATE IN C.A. PROGETTATE CON LE VECCHIE NORME TECNICHE

Alessandra Fiore, Pietro Monaco

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Bari

SOMMARIO

La problematica della sicurezza strutturale degli edifici esistenti è un tema molto complesso e di grande attualità. Errori di progettazione o di esecuzione, materiali di scarsa qualità e dettagli costruttivi insufficienti costituiscono le principali cause dei dissesti strutturali. In questa memoria si approfondisce lo studio della vulnerabilità sismica di edifici a telaio in c.a. con una destinazione d'uso pubblica di rilievo, effettuando analisi statiche non lineari mediante il codice di calcolo agli elementi finiti SAP2000. I risultati mostrano che edifici progettati con normative sismiche passate non rispettano ovviamente i criteri della gerarchia delle resistenze previsti dalle NTC 2008, evidenziando la necessità di verificarne il margine di sicurezza.

SUMMARY

The evaluation of structural safety in existing buildings is a very complex and current topic. Design or execution mistakes, poor quality materials and inadeguate structural details represent the main causes of structural collapses.

This paper focuses on the study of the seismic vulnerability of concrete frame structures for a public use, carrying out non linear static analyses by the finite element program SAP2000.

The results show that buildings designed according to past seismic codes do not respect of course the resistance hierarchy principles provided by NTC 2008, pointing out the necessity to verify their safety limit.

1. INTRODUZIONE

L'ampio patrimonio di edifici progettati con normative sismiche precedenti a quella vigente oppure in zone non sismiche sottolinea l'importanza di mettere a punto procedure affidabili per la valutazione della sicurezza degli edifici esistenti. Errori di progettazione o di esecuzione, materiali di scarsa qualità e dettagli costruttivi insufficienti possono essere considerati le principali cause dei dissesti strutturali in caso di evento sismico [2, 6].

I telai in c.a., come è ben noto, costituiscono la struttura portante più comune degli edifici. La maggior parte delle strutture esistenti multi-piano con ossatura intelaiata in c.a. presentano irregolarità strutturali in pianta ed in elevazione. Inoltre la scarsa cura dei dettagli costruttivi (ancoraggi, sovrapposizioni, dettagli dei nodi) riduce fortemente la possibilità di avere risorse di resistenza, deformazione e dissipazione energetica (duttilità) in campo anelastico. Pertanto in caso di sisma con intensità medio-alta, le strutture intelaiate in c.a. potrebbero subire danni notevoli alle membrature (travi e pilastri) o alla zone nodali, con la conseguenza di collassi parziali o globali.

Si comprende pertanto l'importanza dello studio della resistenza sismica dei telai in c.a. e delle caratteristiche di duttilità che essi effettivamente presentano.

A tal riguardo le NTC 2008 [4] e la bozza della relativa circolare esplicativa [5] forniscono gli strumenti necessari per l'analisi del comportamento strutturale degli edifici esistenti con ossatura in c.a., che possono essere applicati per definirne la vulnerabilità e per poi progettare un eventuale intervento di miglioramento e adeguamento. Il carattere innovativo di tali strumenti si scontra però in taluni casi con la difficoltà di definirne la possibilità e la modalità di applicazione.

In questo contesto, si è voluto approfondire lo studio del comportamento di edifici intelaiati in c.a. di importanza strategica o con una destinazione d'uso pubblica di rilievo, effettuando analisi statiche non lineari mediante il codice di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

In particolare si presentano le analisi statiche non lineari di 2 edifici in c.a. costruiti negli anni 70', rispettando le indicazioni delle NTC 2008. Si illustrano in dettaglio tutti i passi del metodo, dalla definizione dei diagrammi momentocurvatura delle cerniere plastiche alla determinazione della curva di pushover, fino alle verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo di prevenzione del collasso (SLC). I meccanismi di collasso che si attivano riflettono carenze progettuali come ad esempio armature sottodimensionate, evidenziando come difetti strutturali di questo tipo possono abbassare il margine di sicurezza della costruzione. In uno dei casi esaminati in entrambe le direzioni il collasso si raggiunge in seguito alla plasticizzazione di un gran numero di travi e di pilastri; tuttavia le cerniere plastiche interessano prevalentemente le travi e i pilastri dei piani intermedi, per cui il meccanismo di tipo globale di cui parla la norma non si attiva. Inoltre in una delle due direzioni la verifica di sicurezza non risulta soddisfatta. Si interviene di conseguenza modificando il sistema sismo-resistente mediante l'introduzione di pareti portanti in fondazione, mostrando come la tipologia strutturale influisce sulla risposta all'azione sismica.

I risultati ottenuti e l'analisi delle analogie di comportamento riscontrate possono fornire indicazioni sui meccanismi di collasso più frequenti nelle strutture intelaiate in c.a. e sui difetti strutturali che maggiormente influiscono sulla vulnerabilità sismica degli edifici.

2. IMPOSTAZIONE TEORICA

In questo paragrafo si illustrano le varie fasi in cui si articola la procedura dell'analisi statica non lineare, con particolare attenzione alle ipotesi introdotte nello studio che si presenta.

Il primo passo è l'acquisizione dei dati riguardanti le caratteristiche geometriche e strutturali dell'edificio. Per le strutture in c.a. infatti questo aspetto è fondamentale poiché le dimensioni geometriche degli elementi strutturali ma soprattutto le armature, che definiscono l'effettiva resistenza e duttilità strutturale, non possono essere individuate facilmente da un semplice rilievo in sito. Nel caso in cui i grafici strutturali originali non sono disponibili, si procede con un progetto simulato, consistente nel risalire, sulla base delle conoscenze scientifiche e delle normative vigenti all'epoca della costruzione del manufatto, alle dimensioni degli elementi strutturali, ai valori dei carichi e soprattutto alle armature.

Completata la modellazione strutturale, si esegue l'analisi modale dell'edificio, necessaria per acquisire le informazioni sui modi fondamentali di vibrare e sulle masse partecipanti. Nell'analisi modale vengono considerate le masse ottenute sommando ai carichi permanenti G_k le azioni variabili Q_k ridotte mediante il coefficiente di combinazione ψ_2 =0.6 [4].

Le strutture considerate nel presente studio sono costituite da elementi prevalentemente inflessi per cui la plasticizzazione si modella mediante l'inserimento di cerniere plastiche, ossia si utilizza il modello delle travi elastoplastiche a plasticità concentrata [1,2]. Le deformazioni totali sono date dalle deformazioni elastiche della trave e dalle deformazioni anelastiche concentrate nelle cerniere plastiche localizzate nelle sezioni critiche, ossia in prossimità delle estremità delle travi. Lo stesso modello è adottato per i pilastri.

Sia per le travi che per i pilastri si adotta un diagramma momento-curvatura trilineare, che tiene conto dell'abbattimento di rigidezza associato alla fessurazione [3]. Più precisamente a partire dal momento di cracking (M_{cr}) , si assume una rigidezza secante definita dal punto di snervamento (M_y, χ_y) ; il legame prosegue linearmente fino al punto di rottura (M_u, χ_u) e poi si conclude con il ramo di softening (Fig. 1). Il valore della curvatura di fessurazione χ_{cr} viene trascurato. Il ramo di softening ha una profondità di $0.8M_u$.

I valori (M_{cr}) , $(M_{y}, \chi_{y}) \in (M_{u}, \chi_{u})$ sono calcolati utilizzando rispettivamente gli schemi riportati nelle Figure 2a, b, c. Allo

scopo di estendere il calcolo alle sezioni dei pilastri e quindi di generalizzare il procedimento, si suppone che la sezione sia soggetta anche ad uno sforzo normale N, per cui la sollecitazione risultante è di presso-flessione. In particolare per i pilastri si utilizzano gli sforzi normali derivanti dalla combinazione di carico $G_k + 0.6Q_k$.

Per quando riguarda i legami costitutivi dei materiali, per il calcolo di M_y e M_u si assumono per il calcestruzzo il modello stress-block e per l'acciaio il modello elastico-perfettamente plastico indefinito (Figg. 2b, c).

Nel calcolo di M_{cr} per il calcestruzzo si utilizza un legame costitutivo bilineare (Fig. 2a).

Per le resistenze a compressione e a trazione del calcestruzzo $(f_{cd}, f_{cfm,d})$ e a snervamento dell'acciaio (f_{yd}) si utilizzano i valori medi ottenuti da prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive divisi per il Fattore di Confidenza (FC), definito in relazione al livello di conoscenza raggiunto [4,5].



Figura 2 – Schemi utilizzati per calcolare: a) M_{cr} ; b) M_y , χ_y ; c) M_u , χ_u

L'azione sismica viene applicata separatamente a ciascuna delle due direzioni principali. Pertanto, in accordo con quanto prescritto dalle NTC 2008, per ognuna delle due direzioni x e y vengono effettuate due analisi di pushover. In particolare, in relazione ai valori delle masse partecipanti e del periodo del modo fondamentale, in ogni direzione si applicano una distribuzione di forze proporzionale alle masse (2a) e una distribuzione di forze corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare (1c) [4]. L'analisi dinamica lineare è eseguita considerando un numero di modi di vibrare cui corrisponde una massa partecipante totale pari almeno all'85%. La condizione di carico $G_k+0.6Q_k$ rappresenta lo step0 di ciascuna analisi.

Da ogni analisi di pushover si ottiene la curva di capacità, ossia il legame forza-spostamento generalizzato tra il taglio alla base e lo spostamento del punto di controllo, coincidente con il baricentro dell'ultimo piano. La condizione ultima, ossia l'ultimo punto della curva di capacità, corrisponde al raggiungimento della curvatura ultima χ_u in un numero di cerniere plastiche tale da formare un meccanismo.

La domanda, in termini di sollecitazioni e deformazioni, si ottiene in corrispondenza del valore dello spostamento individuato sulla curva di capacità della struttura relativo alla massima risposta attesa per lo stato limite considerato, nel nostro caso SLC. Per calcolare questo punto, si deve ridurre la struttura ad un modello equivalente ad un grado di libertà, avente lo stesso periodo di vibrazione. Infatti il passaggio dal modello iniziale a più gradi di libertà (*M-gdl*) ad un modello equivalente ad un grado di utilizzare le informazioni derivanti dallo spettro elastico di risposta.

La curva di capacità del sistema ad 1-gdl si ottiene dividendo ascisse e ordinate della curva di capacità ad M-gdl per il fattore di partecipazione Γ del modo fondamentale nella direzione considerata, espresso dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_{i,j}}{\sum m_i \Phi_{i,j}^2} \tag{1}$$

dove $\Phi_{i,j}$ rappresenta l'*i*-esima componente del vettore della forma modale fondamentale nella direzione considerata (Φ_j), normalizzata rispetto al punto di controllo, mentre m_i è la massa dell'*i*-esimo piano.

Successivamente la curva di capacità del sistema ad 1-*gdl* equivalente viene approssimata con una bilineare; il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto di ordinata $0.6F_m^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, mentre la forza di plasticizzazione si ricava utilizzando il criterio di equivalenza delle aree sottese dalla curva e dalla bilineare (Fig. 3a) [5]. Così facendo la capacità di dissipazione energetica in campo non lineare del modello ad 1-*gdl* viene conservata in quello bilineare equivalente.

Noti F_y^* e d_y^* si può determinare la rigidezza del tratto elastico del sistema bilineare equivalente k^* :

$$k^* = F_v^* / d_v^*$$
(2)

e quindi il periodo proprio del sistema 1-gdl equivalente T^* :

$$T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*} \tag{3}$$

con $m^* = \sum m_i \Phi_{i,j}$. Trattandosi ora di un modello ad un grado di libertà è lecito usare lo spettro elastico in spostamento per individuare la domanda associata allo SLC dovuto all'azione sismica. Nei casi in esame $T^* \ge T_C$, per cui la domanda in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella del sistema elastico di pari periodo:

$$d_{\max}^{*} = d_{e,\max}^{*} = S_{De}(T^{*})$$
(4)

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T^*)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione $S_e(T^*)$:

$$S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2.$$
⁽⁵⁾

Per ogni curva la domanda in spostamento relativa al sistema ad un 1-gdl così ottenuta, viene riconvertita nel modello della struttura reale (Fig. 3b). Tale operazione si esegue utilizzando nuovamente il fattore di partecipazione $(d_{max} = d_{max}^* \Gamma)$.



Figura 3 – a) Passaggio dalla curva di capacità del modello ad M-gdl alla curva del modello a 1-gdl e definizione della bilineare equivalente; b) domanda in spostamento d_{max} associata allo SLC del sistema M-gdl

Una volta determinato lo spostamento effettivo richiesto per lo SLC, si procede alla verifica di compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili [2]. Per ogni distribuzione di forze la verifica di sicurezza consiste nel confrontare le richieste deformative degli elementi duttili con le corrispondenti capacità. La richiesta/capacità deformativa è espressa in termini di rotazione θ rispetto alla corda, ossia di rotazione della sezione di estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo [2].

La richiesta deformativa degli elementi duttili maggiormente sollecitati viene calcolata in corrispondenza della configurazione deformata dell'edificio definita dal valore d_{max} del punto di controllo.

La capacità di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso θ_u viene invece valutata mediante la seguente espressione [5]:

$$\theta_{u} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_{y} + \left(\chi_{u} - \chi_{y} \right) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_{V}} \right) \right)$$
(6)

dove γ_{el} =1.5; L_{pl} è la lunghezza della cerniera plastica; L_V è la luce di taglio, assunta pari alla metà della lunghezza dell'elemento; θ_y è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento. Quest'ultima grandezza viene calcolata mediante la relazione:

$$\theta_{y} = \chi_{y} \frac{L_{v}}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_{v}} \right) + 0.13 \chi_{y} \frac{d_{b} f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}$$
(7)

dove h è l'altezza della sezione e d_b il diametro delle barre longitudinali.

3. APPLICAZIONE NUMERICA

Il primo edificio oggetto di studio è una scuola di tre piani, avente la forma in pianta di una L. La Figura 4 mostra la carpenteria del piano tipo. Le dimensioni degli elementi strutturali e le resistenze dei materiali sono state desunte dai limitati elaborati grafici a disposizione. Si è quindi proceduto al calcolo dei carichi unitari e delle armature degli elementi strutturali mediante un progetto simulato.

È stata inizialmente eseguita l'analisi modale, in cui sono state considerate le masse ottenute sommando ai carichi permanenti G_k le azioni variabili Q_k ridotte mediante il coefficiente di combinazione $\psi_2=0.6$. Si riportano di seguito alcuni dei modi di vibrazione più significativi con i relativi periodi (T) e le percentuali di massa partecipante associate in direzione x ed y (Tab. 1). Il primo modo di vibrare (Fig. 5) rappresenta il modo fondamentale traslazionale in direzione trasversale y, con una massa partecipante nella direzione stessa del 31% (<75%). Il secondo modo (Fig. 6) è invece il modo fondamentale traslazionale in direzione longitudinale x, con una massa partecipante in tale direzione del 56% (<75%). Da tali risultati si evince che i modi di vibrare sono tra loro fortemente correlati ed hanno una significativa componente torsionale. Infatti l'edificio in esame non è regolare in pianta, in quanto presenta una distribuzione fortemente dissimmetrica in termini sia di rigidezze che di masse, con la conseguente presenza di rilevanti sollecitazioni torsionali. La struttura non è regolare neanche in altezza poiché la variazione tra i piani di masse e rigidezze è superiore al 20%. Pertanto, poiché il primo e il secondo modo non hanno nelle direzioni x e y masse partecipanti molto elevate (<75%), in tali direzioni non è possibile approssimare il comportamento della struttura soltanto con quello del modo fondamentale.

Avendo raggiunto un livello di conoscenza LC2, il FC è pari a 1.2. I valori delle resistenze del calcestruzzo e dell'acciaio sono riportati nella Tabella 2.



Tabella 1 – Periodi e percentuali di massa partecipante nelle direzioni x e y dei primi tre modi di vibrare

Modo	<i>T</i> [s]	M _{‰x} [%]	$M_{\%y}$ [%]
1	0.985	0.16	0.31
2	0.75	0.56	0.25
3	0.58	0.1	0.21



Figura 6 – Secondo modo di vibrare

Tabella 2 – Resistenze del calcestruzzo e dell'acciaio

(Cls	Acc	ciao
f_{cd} [N/mm ²]	$f_{cfm,d} [\text{N/mm}^2]$	f_{yd} [N/mm ²]	$E_s [\text{N/mm}^2]$
13.57	1.93	262.5	206000

Il sito su cui sorge l'edificio è caratterizzato da latitudine 41.06, longitudine 16.52 e categoria di sottosuolo A. Assumendo un coefficiente d'uso C_U =1.5, una vita nominale V_N =50 e un fattore di struttura q=1.5, con riferimento allo SLC, nelle direzioni x e y si ottiene lo spettro di risposta di progetto in accelerazione riportato in Figura 7.

I corrispondenti valori di a_g/g , F_o , T_c , T_B , T_D , $\eta \in S$ sono riportati nella Tabella 3. Per il fattore di struttura si è preferito assumere il valore limite inferiore in quanto l'edificio oggetto di verifica mostra caratteristiche di irregolarità in pianta/elevazione, dettagli strutturali carenti ed elevati sforzi assiali nei pilastri. L'analisi dinamica lineare è stata eseguita considerando i primi 5 modi di vibrare, cui corrisponde una massa partecipante totale pari a 86.2% in direzione x e 87.3% in direzione y. Le curve di pushover ottenute sono riportate nelle Figure 9 e 10. Relativamente alle distribuzioni proporzionali ai tagli, le Figure 8a, b per ogni direzione mostrano il corrispondente ultimo step.

Tabella 3 – Valori di a_g/g , F_o , T_C , T_B , T_D , $\eta \in S$

a_g/g	F_o	T_C	T_B	T_D	η	S
0.235	2.412	0.396	0.132	2.54	0.667	1



Figura 7 - Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali

I simboli $\overset{(a)}{\neq}$, $\overset{(a)}{\neq}$, $\overset{(a)}{\neq}$ e $\overset{(a)}{\neq}$ indicano che il punto rappresentativo del legame (M, χ) si trova rispettivamente sul tratto II, III, IV e all'estremità inferiore del tratto IV del diagramma costitutivo (Fig. 1).

Si nota che i meccanismi in entrambe le direzioni interessano un gran numero di travi e pilastri. In particolare le cerniere plastiche si formano in prevalenza alla base e in sommità dei pilastri dei piani intermedi, piuttosto che alla base dei pilastri del primo livello. Questo conferma che l'edificio esaminato non rispetta i principi di progettazione della gerarchia delle resistenze così come implementati nelle NTC 2008.



Figura 8 – Ultimo step della distribuzione 1c: a) direzione x; b) direzione y

Il meccanismo globale previsto dalle norme, in quanto associato ad un'elevata dissipazione energetica, non si attiva.

Tuttavia il comportamento dissipativo sembra migliore in direzione y poiché in tal caso, contrariamente a quanto accade in direzione x, le cerniere si distribuiscono in misura maggiore nelle travi, mentre il numero dei pilastri plasticizzati è molto ridotto. È inoltre significativo che in tutte le analisi di pushover eseguite i pilastri i cui nodi si plasticizzano appartengono tutti ad una sola tipologia di sezione (30x30), che quindi risulta armata più debolmente rispetto alle altre.

Tali considerazioni sono state confermate dai risultati delle verifiche di sicurezza. I valori di m_i e di $\Phi_{i,j}$ per ciascuna delle due direzioni x (j=2) e y (j=1) sono riportati rispettivamente nelle Tabelle 4 e 5. Ne deriva in entrambe le direzioni un coefficiente di partecipazione pari a: $\Gamma_x = \Gamma_y = 1.37$. Per ogni analisi di pushover i valori dei periodi propri T^* e delle domande in spostamento d^*_{max} dei sistemi 1gdl equivalenti sono riportati nella Tabella 6. Le Figure 9 e 10 mostrano le domande in spostamento d_{max} relative alla struttura reale. Ottenute le domande in spostamento, sono state eseguite le verifiche di compatibilità degli elementi duttili.

Dalle Figure 9a, b emerge che gli elementi duttili non sono verificati allo SLC in direzione *x*; infatti le rette rappresentative dello SLC sono esterne alla curve di pushover.

In direzione y la curva di capacità relativa alla distribuzione di forze proporzionale alle masse presenta in corrispondenza dello SLC uno spostamento minore rispetto a quello relativo alla curva ottenuta con la distribuzione di forze proporzionale ai tagli (Figg. 10a, b). Pertanto la verifica di sicurezza è stata effettuata esclusivamente in questo secondo caso. Per l'analisi di pushover selezionata, si è considerato lo step in corrispondenza del quale lo spostamento del punto di controllo assume il valore individuato sulla curva di capacità dalla retta relativa allo SLC. Visualizzata la configurazione deformata dello step così individuato, la verifica è stata eseguita in corrispondenza dei nodi strutturali maggiormente sollecitati, il cui momento ha quindi superato il valore di snervamento o di rottura. Dalla verifica è risultato che gli elementi duttili sono verificati allo SLC in direzione y.

Inoltre le pareti in c.a. dell'ascensore sono state modellate mediante elementi piani (elementi shell). Pertanto, avendo utilizzato un modello di comportamento a plasticità concentrata, non è stato possibile inserire in corrispondenza di esse cerniere plastiche e verificarne quindi il grado di duttilità.

Poiché l'ascensore rappresenta l'elemento strutturale piú rigido dell'edificio, in presenza di sisma in direzione trasversale o longitudinale, gli incastri alla base delle pareti assorbono un'aliquota rilevante degli sforzi. In particolare si é potuto constatare che le pareti dell'ascensore, sottoposte all'azione del sisma in direzione x o y, sono soggette a sollecitazioni assiali superiori alla relativa resistenza.

Tabella 4 – Valori di $M_i e \Phi_{i,2}$ (direzione x)

PIANO i	M_i [ton]	$\varPhi_{i,2}$
4 (z=7.5 m)	83.96	1
3 (z=4.25 m)	122.18	0.67
2 (z=1 m)	125.1	0.32
1 (z=0.0 m)	19.24	0.26

Tabella 5 - Valori di $M_i e \Phi_{i,l}$ (direzione y)

PIANO i	M_i [ton]	$arPsi_{i,1}$
4 (z=7.5 m)	83.96	1
3 (z=4.25 m)	122.18	0.64
2 (z=1 m)	125.1	0.21
1 (z=0.0 m)	19.24	0.22

Tabella 6 – Periodi propri T^* e domande in spostamento d^*_{max} dei sistemi 1-gdl equivalenti



Figura 9 – Curve di pushover relative alla direzione x e domande in spostamento d_{max} associate allo SLC: a) distribuzione di forze 2a; b) distribuzione di forze 1c



Figura 10 - Curve di pushover relative alla direzione y e domande in spostamento d_{max} associate allo SLC: a) distribuzione di forze 2a; b) distribuzione di forze 1c



Figura 11 – Intervento di adeguamento: introduzione di 4 pareti in c.a.

Si é quindi ricercato un intervento di adeguamento che oltre a consentire la verifica allo SLC degli elementi duttili in direzione *x*, permettesse anche di ridurre gli sforzi sulle pareti.

A tal fine si è pensato di introdurre nel piano interrato pareti in c.a.: due in direzione x e due in direzione y (Fig. 11). Grazie all'intervento di adeguamento descritto, la verifica degli elementi duttili è risultata soddisfatta allo SLC anche in direzione x. Inoltre l'introduzione di elementi strutturali rigidi quali le quattro pareti in c.a. ha consentito di distribuire in modo più uniforme le sollecitazioni e quindi di ridurre le reazioni verticali negli incastri alla base delle pareti dell'ascensore.

Il secondo edificio oggetto di studio è una scuola di due piani, di forma rettangolare in pianta. La Figura 12 mostra la carpenteria del piano tipo. Le dimensioni degli elementi strutturali, le aree di armatura, così come i carichi sono stati desunti dalla relazione di calcolo e dagli elaborati grafici originali. Anche in tal caso l'analisi modale è stata effettuata considerando le masse associate ai carichi G_k +0.6 Q_k . I periodi e le percentuali di massa partecipante nelle direzioni x ed y dei primi due modi di vibrare sono riportati nella Tabella 7. Il primo modo di vibrare rappresenta il modo fondamentale traslazionale in direzione y, mentre il secondo modo è il modo fondamentale traslazionale in direzione x. I modi di vibrare fondamentali non sono tra loro correlati; infatti l'edificio presenta caratteristiche di regolarità in pianta e in altezza. Tuttavia, essendo le relative masse partecipanti inferiori al 75%, è stato necessario eseguire per ogni direzione due analisi di pushover rispettivamente di tipo 1c) e 2a) [4].

Per quanto riguarda le resistenze del calcestruzzo e dell'acciaio, si sono assunti i valori medi ottenuti da prove in situ divisi per il FC pari a 1.2 (Tab. 8). Il sito su cui sorge l'edificio è caratterizzato da latitudine 41.14, longitudine 16.17 e categoria di sottosuolo A. Si sono inoltre assunti un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$, una vita nominale $V_N=50$ e un fattore di struttura q=1.5. I corrispondenti valori di a_g/g , F_o , T_C , T_B , T_D , $\eta \in S$ sono riportati nella Tabella 9. L'analisi dinamica lineare è stata eseguita considerando i primi 8 modi di vibrare, cui corrisponde una massa partecipante totale pari a 97.5% in direzione x e 99% in direzione y.

Le curve di pushover ottenute sono riportate nelle Figure 15 e 16. Relativamente alle distribuzioni proporzionali ai tagli, le Figure 13 e 14 per ogni direzione mostrano il corrispondente ultimo step. In entrambe le direzioni le cerniere plastiche interessano prevalentemente i pilastri del piano intermedio. Il numero di travi plasticizzate è invece limitato. Pertanto anche in tal caso il meccanismo globale previsto dalle norme non si attiva. In particolare i pilastri i cui nodi si plasticizzano hanno tutti sezione 70x40 e risultano quindi armati più debolmente rispetto alle travi, contro i principi di progettazione della gerarchia delle resistenze.

Ottenute le curve di capacità, si è effettuata la verifica di sicurezza allo SLC. I valori di m_i e di $\mathcal{D}_{i,j}$ per ciascuna delle due direzioni x (j=2) e y (j=1) sono riportati rispettivamente nelle Tabelle 10 e 11. Pertanto i coefficienti di partecipazione assumono i seguenti valori: $\Gamma_x = 1.19$ e $\Gamma_y = 1.06$.

Per ogni analisi di pushover i valori dei periodi propri T^* e delle domande in spostamento d^*_{max} dei sistemi 1-gdl equivalenti sono riportati nella Tabella 12. Le Figure 15 e 16 mostrano le domande in spostamento d_{max} relative alla struttura reale. In entrambe le direzioni le curve di capacità ottenute dalle distribuzioni di forze proporzionali alle masse presentano in corrispondenza dello SLC spostamenti minori

rispetto a quelli relativi alle curve associate alle distribuzioni di forze proporzionali ai tagli.



Tabella 7 – Periodi e percentuali di massa partecipante nelle direzioni x e y dei primi due modi di vibrare

Modo	T[s]	M _{‰x} [%]	$M_{\rm \%y}$ [%]
1	0.7	0.0	0.478
2	0.63	0.495	0.0

Tabella 8 - Resistenze del calcestruzzo e dell'acciaio

Cls		Acc	ciao
f_{cd} [N/mm ²]	$f_{cfm,d} [\text{N/mm}^2]$	f_{yd} [N/mm ²]	$E_s [\text{N/mm}^2]$
17.3	2.26	360	206000

Tabella 9 - Valori di a_g/g , F_o , T_C , T_B , T_D , $\eta \in S$

a_g/g	F_o	T_C	T_B	T_D	η	S
0.331	2.331	0.393	0.131	2.924	0.667	1



Figura 13 - Ultimo step della distribuzione 1c in direzione x



Figura 14 - Ultimo step della distribuzione 1c in direzione y

Pertanto le verifiche di sicurezza sono state eseguite esclusivamente in questo secondo caso. Per ognuna delle due analisi di pushover, visualizzata la configurazione deformata dello step corrispondente al raggiungimento dello SLC, la verifica è stata eseguita in corrispondenza dei nodi strutturali maggiormente sollecitati. La verifica è risultata positiva in entrambe le direzioni. La struttura è quindi in grado di assorbire l'azione sismica prevista dalla normativa. Tale risultato evidenzia come le caratteristiche di regolarità dell'edificio influiscono positivamente sul suo comportamento sismico.

Tabella 10 –	Valori	di M _i e	$\Phi_{i,2}$ (dire	zione x
--------------	--------	---------------------	--------------------	---------

_			
	PIANO i	M_i [ton]	$\Phi_{i,2}$
	3 (z=8.7 m)	107.86	1
	2 (z=7.2 m)	187.75	0.847
	1 (z=0.0m)	473.38	0.049

Tabella 11 – Valori di $M_i e \Phi_{i,1}$ (direzione y)





Figura 15 - Curve di pushover relative alla direzione x e domande in spostamento d_{max} associate allo SLC: a) distribuzione di forze 2a; b) distribuzione di forze 1c



Figura 16 - Curve di pushover relative alla direzione y e domande in spostamento d_{max} associate allo SLC: a) distribuzione di forze 2a; b) distribuzione di forze 1c

Tabella 12 – Periodi propri T^* e domande in spostamento d^*_{max}

Direzione x				Direzione y			
2a		1c		2a		1c	
T^*	d^*_{\max}	T^*	d^*_{\max}	T^*	d^*_{\max}	T^*	d^*_{\max}
[s]	[m]	[s]	[m]	[s]	[m]	[s]	[m]
0.463	0.035	0.62	0.047	0.45	0.034	0.52	0.039

4. CONCLUSIONI

Nel presente studio si sono illustrati alcuni esempi di applicazione dell'analisi statica non lineare ad edifici esistenti intelaiati in c.a. E' innanzitutto emerso che l'affidabilità del risultato dipende dal livello di conoscenza delle strutture e delle caratteristiche dei materiali, per cui ha un ruolo fondamentale la fase preliminare di raccolta delle informazioni, delle indagini in sito o in alternativa del progetto simulato. I risultati delle analisi hanno mostrato come edifici progettati con normative sismiche precedenti a quella vigente non rispettano i principi di progettazione della gerarchia delle resistenze così come implementati nelle NTC 2008 e sono pertanto a rischio sismico. Inoltre i meccanismi di collasso spesso riflettono carenze progettuali come sezioni od armature sottodimensionate. Si è infine evidenziato come questo tipo di analisi consente, oltre che di stimare lo stato effettivo della struttura, anche di trarre indicazioni sul tipo di intervento eventualmente necessario.

BIBLIOGRAFIA

- CARPINTERI, A. (1998), Analisi non lineare delle strutture, Pitagora Editrice, Bologna.
- [2] MANFREDI, G., MASI, A., PINHO, R., VERDERAME, G.M., VONA, M. (2007), Valutazione di Edifici esistenti in cemento armato, *Collana di manuali di progettazione antisismica, Volume 5*, IUSS PRESS, Pavia, 1-3, 99-106, 213-217.
- [3] MONACO, P., FIORE, A. (2007), Analisi strutturale, Cap. 6 del testo Teoria e pratica delle costruzioni in cemento armato, Volume I – Dalla concezione strutturale alle verifiche agli stati limite, a cura di Mauro Mezzina, Domenico Raffaele, Amedeo Vitone, CittàStudi EDIZIONI, De Agostini Scuola SpA – Novara, 171-181.
- [4] D.M. 14 GENNAIO 2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.
- [5] Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche delle costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008, Bozza aggiornata al 7 Marzo 2008.
- [6] COSENZA, E., MAGLIULO, G., PECCE, M., RAMASCO, R. (2004), Progetto antisismico di edifici in cemento armato, *Collana di manuali di progettazione antisismica, Volume 2*, IUSS PRESS, Pavia.

IL CONTROLLO DEI PONTI IN C.A.P. DALLE FASI COSTRUTTIVE, AL COLLAUDO, ALL'ESERCIZIO

Andrea Fiore¹, Francesco Porco², Giacinto Porco³, Giulio Zaccaria¹

1 Sismlab s.r.l., Spin-Off Università della Calabria

2 Dipartimento Icar, Politecnico di Bari

3 Dipartimento di Strutture, Università della Calabria

SOMMARIO

Il monitoraggio in continuo delle opere strutturali sta diventando uno degli strumenti gestionali essenziali nell'ottica della sostenibilità intesa sia come garanzia della sicurezza in servizio sia per consentire una programmazione economica ed efficace degli interventi di manutenzione delle opere infrastrutturali.

Il monitoraggio strutturale, eseguito con la tecnologia dei sensori a fibre ottiche residenti per annegamento nelle membrature strutturali, consente di sorvegliare nel tempo, con periodicità programmata, la funzionalità statica delle strutture mediante il controllo delle deformazioni e degli spostamenti.

In questo lavoro verrà illustrata una metodologia di indagine sperimentale sui ponti e viadotti in c.a.p. di nuova realizzazione, diretta al controllo della funzionalità statica sia nella fase di esercizio che di collaudo. In particolare verranno ripercorse tutte le fasi di controllo a partire dalle fasi di realizzazione delle travi di impalcato, in c.a.p. alle fasi di varo e di realizzazione della sovrastruttura su un caso reale di studio. La procedura proposta è basata su un sistema di controllo residente nell'opera, dai costi relativamente contenuti, che diventa un valido strumento sia per il collaudo che per i successivi interventi manutentivi.

SUMMARY

In the last years, structural monitoring has assumed great importance both as guarantee of the safety during the service life, both to allow an economic planning for maintenance of infrastructures.

Structural monitoring, performed with the technology of the fiber optics sensors resident in reinforced concrete, allows to control, with programmed periodicity, the static functionality of the structures through the control of deformations and displacement.

The present job illustrates a methodology of experimental investigation applied to bridges and viaducts in prestress reinforced concrete of new realization, whose finality is the control of the static functionality in the phases of realization, testing and exercise.

Particularly, with reference to a recent application, all the phases of control will be described beginning from the realization of the beams of the deck, to the launching and the realization of the superstructure.

The presented procedure is based on a "low-cost" system of control resident in the structure, that becomes a valid tool both for the testing and for the following maintenance interventions.

1. INTRODUZIONE

La valutazione dell'affidabilità delle strutture esistenti rappresenta una questione molto attuale soprattutto alla luce dei tragici eventi registrati in Italia negli ultimi anni. Ai "noti" problemi delle strutture in muratura dei centri storici, si sono aggiunti quelli delle strutture in calcestruzzo armato che, di fatto, hanno tradito le grandi aspettative di cui tale tecnologia era stata caricata alle soglie del Ventesimo secolo, efficacemente espresse dallo slogan coniato dai precursori: "*il cemento armato è per sempre*". Le strutture in calcestruzzo armato sono affette da problematiche essenzialmente legate al progressivo degrado delle prestazioni dei materiali nel tempo. Tale degrado generalmente si manifesta quando il danneggiamento è già in uno stadio avanzato, pertanto ci si trova ad intervenire quasi sempre in "ritardo".

Una soluzione a tali problematiche è sicuramente rappresentata dai moderni sistemi di controllo e monitoraggio strutturale. Tali sistemi se opportunamente progettati permettono una verifica costante delle condizioni dell'opera e quindi una pianificazione *"economicamente vantaggiosa"* degli interventi di manutenzione ordinaria o straordinaria. Tutto ciò assume un interesse *"sociale"* ancora più elevato allorquando si ha a che fare con strutture di particolare importanza quali le infrastrutture viarie e gli edifici *"strategici"* (protezione civile, ospedali, scuole, infrastrutture viarie). Per tali strutture risulta fondamentale non solo un costante monitoraggio nel tempo, per scongiurare problemi di degrado dei materiali, ma anche poter effettuare verifiche dell'efficienza statico-strutturale a valle di eventi "eccezionali" (eventi sismici, dissesti idrogeologici).

In questa prospettiva viene presentato un sistema di monitoraggio strutturale per un viadotto con travi in c.a.p. realizzato a Bari. Tale opera è parte di un intervento di più ampio respiro, che si è reso necessario a causa della particolare vulnerabilità del sito, oggetto nel 2003 di un violento dissesto idro-geologico.

Nel prosieguo, dopo un breve introduzione dei sistemi a fibra ottica, verrà descritto il sistema di monitoraggio realizzato, evidenziando la tipologia e l'ubicazione nelle strutture dei sensori adottati.

2. BREVE DESCRIZIONE DEI SISTEMI A FIBRA OTTICA

Negli ultimi anni, nell'ambito del monitoraggio strutturale, si è affermata una tecnica innovativa che si basa sull'utilizzo dei sensori a fibra ottica. Questa tecnica offre la possibilità di controllare le strutture, in modo continuo e automatico, attraverso una rete interna di sensori (appunto a fibra ottica) che permettono il monitoraggio di diversi parametri utili sia per una pianificazione degli interventi di manutenzione sia per la valutazione della sicurezza delle strutture stesse.

I tipi di sensori a fibra ottica adatti al monitoraggio strutturale, sviluppatisi soprattutto in ambito scientifico ed industriale, sono essenzialmente quelli atti a monitorare deformazioni e temperatura. E' importante sottolineare che, soprattutto nel caso di strutture di nuova costruzione, la posa in opera di un sistema di monitoraggio strutturale a fibre ottiche, a fronte di un costo percentualmente minimo rispetto all'opera nel suo complesso, fornisce uno strumento fondamentale per la valutazione dell'efficienza strutturale nel tempo. I sensori vengono posizionati all'interno della struttura sulle barre d'armatura (per strutture di nuova costruzione) od all'esterno sul calcestruzzo (per strutture esistenti), pertanto i sensori "seguono" gli stati di deformazione della struttura e permettono quindi di risalire allo stato tensionale interno dei materiali.

Uno dei sistemi di maggiore diffusione è il sistema SOFO ("Surveillance d'Ouvrages par Fibres Optiques), che si basa sull'impiego di sensori di deformazione a fibre ottiche. Esso misura deformazioni tra due punti nella struttura che possono essere distanti da 20 cm a 10 m o più, con una risoluzione di 2/1000 mm indipendente dalla lunghezza dei sensori e con un'assoluta stabilità a lungo termine. Il sistema SOFO è particolarmente adatto per il monitoraggio delle deformazioni a breve e a lungo termine ed ha già trovato impiego in numerose strutture, quali ponti, dighe, gallerie, pali, ancoraggi, pareti ancorate, edifici storici.

I sensori utilizzati nel sistema SOFO, così come tutti quelli basati su sistemi a fibra ottica, sono insensibili ai cambiamenti di temperatura, ai campi elettromagnetici, all'umidità e alla corrosione e a tutt'oggi non presentano alcuna deriva o instabilità nelle misure fornite. Inoltre non necessitano di alcuna calibrazione e possono essere annegati nel getto di calcestruzzo, senza subire nessun danno, oppure installati in superfici grazie ad appositi supporti.

Il sensore vero e proprio consiste in una coppia di fibre monomodali installate in un tubicino e ancorate nella struttura da monitorare (figura 1 e 2). Una delle fibre, chiamata fibra di misura, è ancorata alla struttura ospite e ne segue le deformazioni, mentre l'altra, la fibra di riferimento, ha una sovralunghezza rispetto a quella di misura ed è per così dire libera all'interno del tubo. Al fine di poter rilevare deformazioni in estensione ma anche in contrazione della struttura, la fibra di misura è pretesa allo 0,5 % della sua lunghezza. La fibra di riferimento, invece, ha lo scopo di autocompensare gli effetti termici sulle misure fornite dal sensore. La tecnica di misurazione è basata sulla misurazione della differenza di lunghezza di queste due fibre, solamente la deformazione meccanica avrà effetto sui risultati mentre ogni altra perturbazione, come cambi termici che incidono sull'indice di rifrazione della fibra, colpiranno le due fibre in modo identico annullando l'effetto.

Per ottenere una misurazione assoluta di questa differenza di lunghezza tra le due fibre, viene usato un doppio interferometro di Michelson a bassa coerenza con configurazione a tandem. Il primo interferometro è costituito dalle fibre di misura e di riferimento poste nella struttura, mentre il secondo è contenuto nell'apparecchio di misura portatile. Il secondo interferometro può introdurre, grazie ad uno specchio mobile, una differenza di lunghezza tra le due braccia ben definita.

Oltre ai sensori destinati a registrare le "deformazioni" strutturali, vengono disposti anche sensori di temperatura ("termocoppie", figura 2) che permettono di valutare gli effetti legati alle variazioni termiche, permettendo così di "depurare" da tali contributi le letture strumentali. Le "termocoppie", di fatto, sono dei veri e propri termometri in metallo la cui resistenza elettrica dipende dalla temperatura. Ouesta variazione dovuta all'influenza della temperatura è causata dal meccanismo di conduzione dei metalli. Nelle termocoppie due spire di materiali differenti sono unite nel punto di misurazione. Quando questi cosiddetti termoconduttori vengono uniti con conduttori in rame questi danno vita alla giuntura di riferimento. Il potenziale misurato nella giuntura è direttamente proporzionale alla differenza di temperatura fra punto di misurazione e la giuntura di riferimento. Le termocoppie non necessitano di calibrazione, funzionano per temperature da -50°C ad 80°C. Presentano diametri di 5mm per i cavi di connessione e 10mm per la termocoppia. La lunghezza dei cavi oscillano da 0,2m a 100 m

Per quel che riguarda le misurazioni, di deformazione e di temperatura, vengono effettuate attraverso centraline di acquisizione fisse, o come nel caso in esame, attraverso una centralina portatile (figura 3). Ovviamente tutti i risultati sono automaticamente analizzati e immagazzinati per le interpretazioni future dal computer portatile esterno collegato alla centralina. Le misure possono essere eseguite manualmente connettendo i differenti sensori uno dopo l'altro, o automaticamente con l'ausilio di un commutatore ottico. Siccome la misura della differenza di lunghezza tra le fibra è assoluta, non è necessaria una connessione permanente tra l'apparecchio di misura (unità di lettura) e i sensori. Un unico apparecchio può quindi essere usato per monitorare più sensori in diverse strutture e con la frequenza desiderata. Se la misura è ripetuta periodicamente, l'evoluzione delle deformazioni della struttura può essere eseguita senza il bisogno di un continuo monitoraggio.



Figura 1 – Schema funzionamento sensore a fibra ottica



Figura 2 – A sensore a fibra ottica (sinistra) e termocoppia (destra)



Figura 3 – Centralina di acquisizione dati



Figura 4 – Geometria dell'opera ed individuazione delle travi e della pila soggette a monitoraggio

3. IL SISTEMA DI MONITORAGGIO

3.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto in oggetto si compone di 5 campate, di luce pari a 22.30 m ciascuna, per una lunghezza complessiva di 112 m circa.

L'impalcato, largo complessivamente 16.40 m (di cui 9.00 m di piano viabile), è realizzato a mezzo di 9 travi in c.a.p. con sezione a "I" di altezza h=1.25 m, disposte ad interasse di 1.525 m, solidarizzate da una soletta gettata in opera di spessore minimo pari a 25 cm e da numero di tre traversi di cui due di testata con spessore 40 cm ed uno di campata con spessore pari a 30 cm.

Le travi sono prefabbricate in stabilimento e precompresse con armature pre-tese costituite da trefoli stabilizzati ad andamento rettilineo.

Lo schema di vincolamento di ciascuna campata è del tipo in semplice appoggio, con vincolo longitudinale mobile ad una estremità a vincolo fisso all'altra. Gli scorrimenti longitudinali prodotti sia dai fenomeni lenti che dalle azioni sismiche sono assorbiti da giunti di dilatazione opportunamente dimensionati e preregolati.

Il basamento delle pile, è a sezione rettangolare con rostri arrotondati, di lunghezza complessiva pari a 14,51 m e spessore di 1,60 m; la parte sommitale, invece, ha forma svasata con sezione massima in sommità pari a 2.70 m e sezione minima all'attacco con il basamento pila di 1,00 m.

Il piano degli appoggi ha dimensioni in pianta (2.20x14,10) ed accoglie n°18 apparecchi di appoggio in acciaio-teflon.

3.2 Progetto del sistema di monitoraggio: finalità

La predisposizione del sistema di monitoraggio è stata effettuata avendo i seguenti obiettivi :

- verificare le fasi realizzative della singola trave in c.a.p. e controllare i fenomeni in gioco con particolare attenzione alle perdite di carico nell'armatura precompressa;
- verificare le fasi realizzative dell'impalcato, seguendo gli stati tensionali nelle armature delle travi e della pila a valle della realizzazione della soletta e della sovrastruttura;
- fornire un supporto al tecnico collaudatore durante le operazioni di collaudo;
- valutare lo stato di efficienza statica durante la vita utile.

In particolare, per quanto riguarda il primo obiettivo e nel caso del sistema di precompressione a cavi pre-tesi, tale sistema di monitoraggio permette, mediante l'acquisizione di dati eseguiti nella fase di getto del calcestruzzo, la valutazione delle reali cadute di tensione dei cavi di precompressione.

Il secondo obiettivo viene perseguito acquisendo dati tramite il sistema ottico nelle tre fasi principali di realizzazione dell'impalcato quali:

- varo delle travi;
- realizzazione dei traversi e della soletta in c.a.;
- struttura ultimata.

Per quanto riguarda il terzo obiettivo, si richiama l'attenzione sulla circostanza che la presenza di un sistema di sensori annegati all'interno della struttura rappresenta un valido strumento che, opportunamente utilizzato da personale specializzato, risulta essere di supporto alla prova di carico e permette, attraverso il riscontro dei dati acquisiti, la valutazione diretta dell'impegno statico delle diverse membrature strutturali.

Per quanto riguarda il quarto obiettivo, bisogna considerare che le informazioni acquisite mediante un sistema di monitoraggio a fibra ottica costituiscono parte integrante del piano di manutenzione, ed evidenziano non solo eventuali variazioni del comportamento strutturale nel tempo ma diventano uno strumento di controllo fondamentale qualora si voglia constatare lo stato di efficienza dell'opera a valle di eventi straordinari (sismi, alluvioni etc.).

3.3 Elementi strutturali monitorati

La identificazione delle membrature portanti da monitorare è stata effettuata sulla base di una analisi sia geometrica che strutturale.

La prima passa attraverso la valutazione geometrica delle membrature portanti con particolare riferimento:

- alla luce dell'impalcato
- alla forma, alla dimensione e all'interasse delle singole travi
- a numero e posizione dei traversi
- alla dimensione e posizione della parte carrabile.

Al fine di identificare il comportamento dell'intero impalcato è stata eseguita l'analisi strutturale valutando la risposta indotta dall'azione dei carichi verticali di progetto e dalle azioni quantificate secondo le normative adottate in progetto. Tale analisi è stata effettuata attraverso l'ausilio di un modello tridimensionale agli elementi finiti in base alle indicazioni fornite dagli elaborati progettuali.

Dalle analisi sopra descritte e in considerazione delle operazioni da eseguire in fase di collaudo è emerso che, tra le cinque campate presenti quelle rappresentative e quindi oggetto di monitoraggio sono quelle iniziali identificate come "Campata A" e "Campata B". Di conseguenza si identificata anche la pila da strumentare di seguito denominata "Pila AB".

In particolare le travi strumentate appartenenti a ciascuna campata, sopra menzionata, sono quattro e identificate nello stralcio planimetrico dell'impalcato come A1,A7,A8,A9, B1,B7,B8,B9.

E' opportuno precisare che tutte le travi, escluso la A8 e la B8, sono state equipaggiate con 6 sensori ottici e 6 termocoppie in modo tale da cogliere eventuali effetti deformativi causati da effetti termici.

3.4 Installazione

Le fasi di installazione dei sensori e quelle successive di misura, rappresentano una procedura ormai standardizzata che conduce a disporre di dati utili sia per il collaudo che per i controlli periodici. Le fasi principali in sequenza temporale risultano:

- Installazione dei sensori, controllo e verifica di funzionalità documentata;
- Misure di deformazioni prima della prova di collaudo, in regime di massimo carico e alla fase di scarico;
- Misura di deformazioni all'entrata in servizio della struttura per i controlli periodici.

L'operazione di installazione è basata su alcune fasi procedurali e cioè:

- A) Identificazione dell' armatura su cui installare il sensore (pila);
- B) Identificazione del trefolo su cui installare il sensore (trave in c.a.p.);
- C) Fissaggio del sensore ed in particolare della parte attiva nei punti indicati con opportune graffe di serraggio.
- D) Sistemazione della parte passiva all'interno del reticolo di armatura in modo da non interferire con le fasi di getto e consentire il collegamento al box di lettura;
- E) Verifica delle lunghezze attive e comparazione con il DL di fabbrica al fine di garantire il giusto range di funzionamento;
- F) Redazione di un Rapporto di Installazione con il quale si certifica, mediante comparazione, la vicinanza al DL di fabbrica e la corretta funzionalità dello strumento installato.



Figura 5 – Installazione sensori sull'armatura lenta della pila



Figura 6 – Installazione sensori e termocoppie sull'armatura da precompresso delle travi



Figura 7 - Confronto, per la trave A8, tra valori teorici e sperimentali degli stati tensionali nelle diverse fasi esecutive



Figura 8 – Confronto, per la trave A1, tra valori teorici e sperimentali degli stati tensionali durante le fasi di carico per il collaudo del ponte



Figura 9 - Valori delle deformazioni per due sensori della pila AB durante le fasi esecutive

4. LETTURE SPERIMENTALI

4.1 Travi

A valle della fase di installazione dei sensori sulle travi, effettuata in stabilimento prima del montaggio del cassero e del getto, sono state effettuate letture degli stati tensionali sui trefoli stabilizzati nelle seguenti fasi:

- ad installazione del sensore avvenuta (a tesatura del cavo già avvenuta);
- dopo la maturazione e la scasseratura, per verificare la funzionalità del sensore a valle del getto e della vibrazione dello stesso;
- al varo della trave in cantiere;
- al getto dei traversi;
- al getto della soletta;
- ad ultimazione della sovrastruttura;
- in fase di collaudo dell'opera.

Tutte le letture effettuate hanno permesso di avere passo passo un'effettiva misura dell'impegno strutturale, attraverso la misura della tensione nell'armatura, e di confrontare tali valori con quelli previsti in progetto.

In particolare per tutte le travi strumentate è stato effettuato, per le diverse fasi costruttive, un confronto tra i valori attesi teorici ed i valori sperimentali misurati. Analogo confronto è stato effettuato durante le fasi di collaudo, per le diverse condizioni di carico effettuate. Alcuni grafici di confronto sono riportati in figura 7 e 8.

4.2 Pila

La pila AB è stata strumentata in fase di realizzazione, prima del getto, attraverso l'installazione di sensori di deformazione sulle armature lente. Anche in questo caso, come per le travi, è stato possibile seguire, durante le fasi esecutive, l'evoluzione degli stati di deformazione, e quindi risalire ai valori delle tensioni. In figura 9 sono riportati alcuni dei valori misurati.

5. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stato evidenziato come il monitoraggio strutturale, eseguito con la tecnologia dei sensori a fibre ottiche residenti per annegamento nelle membrature strutturali, consente di sorvegliare nel tempo, con periodicità programmata, la funzionalità statica delle strutture mediante il controllo delle deformazioni e degli spostamenti.

In particolare è stata presentata l'applicazione alle strutture di un ponte di nuova realizzazione. Attraverso l'installazione di sensori, prima del getto, sulle armature lente, per la pila, e sui trefoli, per le travi in c.a.p., si è realizzato un sistema di controllo permanente dell'opera, che ha permesso sia di controllare le fasi realizzative, sia di avere costantemente idea delle condizioni di conservazione dei materiali. In ogni momento, anche a valle di eventi eccezionali, attraverso la semplice lettura dei valori sperimentali, ed il loro confronto con i valori registrati all'entrata in funzione dell'opera, sarà possibile verificare l'integrità strutturale ed eventualmente programmare interventi di manutenzione o riparazione.

BIBLIOGRAFIA

- P. G. Malerba (a cura di), Monitoraggio delle strutture dell'ingegneria civile, International Centre for Mechanical Sciences, Collana di Ingegneria Strutturale n° 9, CISM, Udine 1995.
- [2] Raymond M. Measures, Structural monitoring with fiber optic technology, Academic Press, 2001.
- [3] G. Porco, Valutazione dello stato di consistenza di edifici in c.a. mediante monitoraggio strutturale, Giornata di Studio "Monitoraggio edifici strategici, ponti, gallerie", Napoli, Città della Scienza, 10 novembre 2006.
- [4] A. Del Grosso e altri, Monitoring of Bridges and concrete structures with fiber optic sensors in Europe.
- [5] G. Uva, F. Porco, G. Porco "Application of ND Protocols to R.C. Structures built at the Beginning of 20th Century. The Assessment of a "Porcheddu Society"'s Structure in the City of Bari", 2° fib Congress, Napoli, 5-8 Giugno 2006.
- [6] Condino M., Morrone F., Porco G., Romano D., Controlli dei livelli di efficienza degli edifici in c.a. mediante il monitoraggio strutturale. Conferenza Nazionale sulle Prove non Distruttive Monitoraggio Diagnostica. 11° Congresso Nazionale AIPnD, 13-15 Ottobre 2005 Milano.

SECOND STRELASUND CROSSING IMPIEGO DI SISTEMI INNOVATIVI DI POST-TENSIONE

Massimo Frumento¹, Matthias Scheibe²

1 Presidente DYWIT SPA, Milano

2 Managing Director SUSPA-DSI GmbH, Langenfeld, Germania

SOMMARIO

Il Second Strelasund Crossing è attualmente il maggior ponte in costruzione in Germania. Un ponte strallato di 583m, con campata principale di 198 m, costituisce l'opera principale del viadotto di lunghezza totale 2830 m. Il ponte strallato attraversa lo Ziegelgraben con un franco di 42 m per il passaggio del traffico marittimo. Esso costituisce il primo impiego in Germania di stralli in monotrefoli paralleli galvanizzati e cerati in luogo delle funi chiuse precedentemente usate. Non deve,comunque, restare inosservato che la maggior parte della post-tensione del viadotto è eseguita con sistema misto associando cavi interni ed esterni. Lo sviluppo ulteriore di questi ben provati sistemi costituisce una semplice innovazione o ci troviamo di fronte a sistemi del tutto nuovi?

SUMMARY

The second Strelasund Crossing is currently the largest bridge building project in Germany. The outstanding structural element of the 2,830 m long structure is the 583 m long stay-cable bridge with a main span of 198 m across the so-called Ziegelgraben that has a 42 m high opening for ships to pass through. Remarkable in this connection is the first-time use of parallel strand bundles made of galvanised, waxed monostrands instead of the previous fully locked cables. However, it may not remain unnoticed that the major part of the pre-stressing is executed using the mixed construction method with well proven pre-stressing systems in the subsequent bridge structure. Is the further development of these systems innovation or are there novel methods indeed? **Parole chiave:** marcatura CE, durabilità, ETAG 013, sistemi PT, stralli, testing.

1. INTRODUZIONE

L'impiego di stralli a monotrefoli paralleli nel progetto Strelasund Crossing costituisce per la Germania un'innovazione che è stata introdotta con successo grazie alla cooperazione di tutte le componenti coinvolte nel progetto. In mancanza di una normativa nazionale è stato adottato il nuovo fib bulletin 30 [1] quale base per l'esecuzione delle



Figura 1 - Ziegelgraben Bridge

prove dei sistemi di post-tensione al fine di ottenere l'approvazione per l'impiego nel singolo specifico progetto. I requisiti specificati per gli stalli a trefolo risultavano molto più gravosi di quelli sino ad allora applicati alle funi chiuse.

Di conseguenza i test triassiali a larga scala risultarono estremamente impegnativi.

Ziegelgraben Bridge, oltre ad una architettura particolarmente impegnativa, presenta la caratteristica di essere il primo significativo ponte strallato in Germania con stralli a monotrefolo galvanizzato e cerato, invece delle usuali a funi chiuse. L'impalcato metallico è alto 3,15 m per 16 m di larghezza e consta di due campate di 198 e 126 m. Gli stralli di sospensione sono 32 tipo DYNA-Grip® DG-P 37 con 34 trefoli 0.62" St 1770 ciascuno. Gli stralli s'innestano da una antenna metallica sagomata ad H di 87 m di altezza, che spicca da una pila in calcestruzzo alta 41 m. In questo particolare progetto si sono assunte, a base delle procedure di qualifica e delle prove richieste, le nuove raccomandazioni fib, non esistendo norme nazionali per il tipo di stralli adottato. La costruzione è iniziata nell'autunno 2004 e completata nell'ottobre 2007 (Fig. 1).

2. GLI STRALLI

2.1 Descrizione

Le campate principali sono dotate di 32 stralli DYNA-Grip[®] tipo DG-P 37 con 34 trefoli 0.62" St 1770. Gli ancoraggi dispongono di spazio in cui alloggiare, se necessario, altri tre trefoli tesabili successivamente. Gli stralli presentano un ancoraggio a tendere lato impalcato (Fig. 2), composto da un disco di contrasto e da un anello regolabile, mentre l'ancoraggio fisso è posizionato sull'antenna. Tutti gli ancoraggi sono dotati di guarnizioni interne per impedire l'ingresso di acqua nella zona dei cunei.

I trefoli viplati a 7 fili, galvanizzati e cerati sono bloccati con cunei a 3 segmenti ad alta prestazione dinamica. L'intero cavo è inguainato in una guaina in HDPE color alluminio, dotata di elica esterna. I trefoli sono assemblati a circa 2 m dagli ancoraggi. L'appoggio elastomerico riduce i momenti flettenti nella zona di ancoraggio ed esercita, inoltre, un effetto smorzante.

2.2 Omologazione e prove

Poiché ci si trovava di fronte alla prima applicazione di stalli a trefoli paralleli in Germania, è stato necessario procedere ad una "omologazione individuale". L'Istituto DIBt di Berlino è stato incaricato della procedura. Un comitato di esperti ha fissato i criteri di omologazione secondo [1] per il sistema degli stralli. In particolare:

- ✓ Test di trazione a fatica del singolo trefolo
- Test di trazione a fatica dell'intero strallo in scala 1:1
- ✓ Test di tenuta idraulica dell'ancoraggio
- ✓ Test di sostituzione dei singoli trefoli sotto carico di esercizio
- ✓ Prova d'installazione e tesatura degli stralli
- ✓ Verifica e/o eliminazione delle vibrazioni
- ✓ Garanzia di Qualità di materiali e procedure
- ✓ Misurazioni
- Monitoraggio strutturale

2.2.1 Prove a fatica sull'intero strallo e sul singolo trefolo

Le raccomandazioni fib richiedono la resistenza a fatica di 300 N/mm² sotto una tensione superiore di 0.45 GUTS e 2 milioni di cicli. Il trefolo singolarmente ancorato deve resistere ad un intervallo di fatica di almeno 250 N/mm², in modo da poter lavorare all'intervallo richiesto di 200 N/mm².

Cunei speciali soddisfano le caratteristiche dinamiche richieste. Le prove di qualificazione richieste da [1] sono state eseguite su tre stralli da 37 trefoli 0.62", St 1860. Fig. 3 illustra il dispositivo di prova presso l'Università Tecnica di Monaco. Si fa notare che entrambi gli ancoraggi, per la prima volta durante questo tipo di prove, sono stati dislocati angolarmente di 0.6°. La tabella 1 riassume i risultati.



Figura 2 - Ancoraggio DYNA Grip tipo DG-P37



Figura 3 - Prova a fatica

Tabella 1 - Risultati delle prove a fatica sistema
DYNA-Grip® tipo DG-P37

Test No.	Wire fractures during fatigue	Measured maximum force [kN]	Effi- ciency GUTS ≥ 95%	Effi- ciency AUTS ≥ 92%	Elonga- tion at max force $\geq 1,5\%$	Maximum elongation
1	0	9928	96.2%	92.6%	1.54%	1.59%
2	1	9915	96.0%	92.5%	1.53%	1.92%
3	0	10154	98.4%	94.7%	1.76%	1.87%

In un unico caso si è verificata la rottura di un solo filo (ammesse 6 per test) rilevata tramite sensore acustico. L'efficienza è risultata compresa tra 0.925 e 0.947 AUTS; le prove sono state fermate al raggiungimento dei valori richiesti per motive tecnici. In effetti il carico effettivo di rottura risulta più elevato. L'allungamento minimo richiesto 1,5% sotto carico massimo è stato superato.

2.2.2 Prova di tenuta idraulica

Lo scopo della prova consiste nel verificare la tenuta dello strallo tra tratto libero e ancoraggio onde evitare l'ingresso di acqua nella zona di ancoraggio.

Il modello di prova consiste in uno strallo DYWIDAG DYNA Grip[®] tipo DG-P-37 con due ancoraggi a tendere montato internamente ad una colonna di prova alta 5 m (Fig. 4) riempita di acqua colorata sino ad un livello di 3,0 m sopra la sigillatura dell'ancoraggio inferiore.

Il modello è stato quindi assoggettato a 10 cicli di carico tra 45% e 20% GUTS ed infine lasciato sotto carico del 30% GUTS.

Indi si sono eseguite una serie di 8 cicli di variazione di temperature da 20°C a 60°C e 4 x 250 cicli di rotazioni dello strallo di $\pm 1.4^{\circ}$. La rotazione è stata applicata mediante un movimento laterale dell'ancoraggio di sommità.

2.2.3 Sostituzione dei singoli trefoli

Lo scopo di questo test consiste nel verificare la possibilità di sostituire i singoli trefoli dopo una prova a trazione. Dopo aver raggiunto il carico ultimo il carico è ridotto a 30% GUTS. Successivamente il trefolo singolo è detensionato mediante martinetto singolo con rimozione di entrambi i cunei. Si procede ad accoppiare un nuovo trefolo a quello da sostituire mediante un manicotto di diametro uguale al trefolo. Quindi si procede ad estrarre il vecchio trefolo dallo strallo mentre, contemporaneamente, si infila quello nuovo. Segue la tesatura del nuovo trefolo e la sigillatura. La tenuta idraulica è nuovamente verificata mediante prova sotto vuoto.

2.3 Montaggio degli stralli

La guaina viene assemblata mediante saldatura sino all'intera lunghezza sull'impalcato e quindi sollevata nella posizione inclinata. I trefoli sono infilati mezzo argano e tesati singolarmente colla procedura CONTEN.

Il sistema brevettato CONTEN (Fig. 5) si basa sull'uso contemporaneo di due martinetti singoli connessi idraulicamente assicurando così che il trefolo da tesare risulti automaticamente allo stesso carico di quello tesato precedentemente. Il carico nei trefoli già tesati decresce per effetto della deformazione strutturale. Il corretto tensionamento del primo trefolo assicura che l'ultimo e quindi tutti i precedenti, risultino, al termine della tesatura, al carico richiesto.

2.4 Garanzia di qualità

Si è osservato il Sistema di Garanzia di Qualità secondo EN DIN ISO 9001:2000 [2].Per tutti i materiali è stato richiesto il controllo interno ed esterno secondo EN 10204:2004 [3].

Particolare attenzione è stata dedicata alla protezione anticorrosione dei trefoli, cioè ai requisiti della zincatura secondo [1] e pr EN 10337 [4], come pure alla ceratura e alla viplatura secondo [1], e XPA 35-037 [5]. Inoltre sono state prelevate microsezioni per controllare la costanza dello spessore del rivestimento di zinco durante la produzione. Le varie procedure sono state documentate nel manuale, ad es.:

- Produzione e prove del trefolo e degli altri componenti
- ✓ Istruzioni di montaggio inclusa tesatura
- Programma di rilevamento delle deformazioni del ponte e monitoraggio delle vibrazioni
- ✓ Programma di manutenzione.

Naturalmente personale qualificato ed esperto ha diretto tutte le operazioni.



Figura 4 - Attrezzatura di prova di tenuta idraulica



Figura 5 - Sistema CONTEN

3. SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE INTERNI ED ESTERNI

3.1 Armonizzazione Europea

In anni recenti le procedure di qualificazione in Europa sono state armonizzate. Precedentemente coesistevano svariati standard nazionali (ad es. British Standards, DIN) e svariate metodologie di qualificazione dei sistemi di posttensione. Alcune di queste procedure erano estremamente dettagliate in conseguenza di esperienze locali. Alcuni paesi adottarono procedure importate da altri, oppure non ne avevano alcuna. Ne risultò che i vari sistemi sul mercato internazionale non erano facilmente tra loro confrontabili a causa delle differenti procedure di prova di cui erano stati oggetto. Ciò causava situazioni in cui il confronto economico risultava impossibile, in quanto le relative prestazioni, durabilità e livello di sicurezza differivano tra loro radicalmente. Quanto creato col marchio CE e con l'European Technical Approval secondo ETAG 013 [6] per sistemi di post-tensione costituisce un passaporto internazionale, il metodo più aggiornato per garantire una base uniforme di paragone da cui chiaramente desumere quali specifiche sono ottemperate, assicurando, così, che tutti i sistemi ETA garantiscano lo stesso livello minimo di durabilità e sicurezza. Pertanto sistemi di post-tensione marcati CE e installati da Società "Post-tensioning Specialist", certificate e responsabilizzate, garantiscono il più alto livello qualitativo e di sicurezza per i Committenti delle strutture.
3.2 Sistemi di post-tensione

La nuova generazione di sistemi di post-tensione è costituita da prodotti tecnicamente sofisticati che, in conseguenza dei più elevate standard richiesti, hanno perso molto della loro discrezionalità. Inoltre estrema importanza è ora attribuita alle modalità di messa in opera come prescritte dalle società produttrici e utilizzatrici autorizzate. Una stretta osservanza delle istruzioni contenute nell'omologazione è di capitale importanza per la qualità dei sistemi. Questa impostazione è stata altresì confermata, a livello europeo, nel corso di un CEN workshop [7] sui problemi esecutivi inerenti l'uso dei sistemi di post-tensione.

I sistemi di post-tensione includono pertanto tutti i componenti costituenti il cavo completo, che verrà posto sul mercato da una società specialista, che ne assumerà la totale responsabilità.

3.3 Prove statiche

Durante una prova di trazione statica, il cavo, completo delle giunzioni tra ancoraggio e guaina, è messo in tensione, utilizzando un sistema congruente ai martinetti tipici del sistema, a 20%, 40%, 60% e 80% della resistenza ultima caratteristica del cavo (UTS). Il carico pari a 80% è quindi mantenuto per max. due ore e successivamente rilasciato al 20%, indi il cavo è portato a rottura con attrezzatura di prova esterna.

I criteri di accettazione prevedono che non si verifichino rotture nell'ancoraggio. Deformazioni dei componenti devono stabilizzarsi al carico costante pari a 80% e deve essere garantita un'efficienza di almeno 95% del carico ultimo effettivo.

3.4 Load Transfer Test

Durante la prova (Fig. 6) i componenti dell'ancoraggio, incluso frettaggio e calcestruzzo dimensionato secondo la relativa classe di resistenza, sono sottoposti a 10 cicli di carico tra 12% e 80% UTS, prima di portare il complesso a rottura.

Il criterio di accettazione prevede la stabilizzazione delle fessure nel cls. durante i 10 cicli, una massima aperture di 0,15 mm al carico minimo e di 0,25 mm al carico massimo ed infine un'efficienza di almeno 110% UTS.

3.5 Le prove di fatica

Il modello di prova contiene tutti i componenti dell'ancoraggio come pure il raccordo alla guaina. Gli accessori di guida del trefolo (raccordo ancoraggio-guaina) sono fissati ad una distanza dall'ancoraggio tale da raddoppiare la deviazione standard ed i movimenti dei trefoli rispetto all'ancoraggio e alla guaina. Il test è stato eseguito con un intervallo di fatica di 80 N/mm².

Il criterio di accettazione è di superare 2 milioni di cicli senza rottura dei componenti l'ancoraggio mentre non devono verificarsi rotture superiori al 5% della sezione dei trefoli. I test a fatica dei sistemi di post-tensione sono una nuova richiesta per molte parti del mondo e necessitano di una particolare cura nel dettaglio dei componenti dell'ancoraggio e del raccordo tra questo e la guaina.

4. CONCLUSIONE

Il Ziegelgraben Bridge è un buon esempio dell'introduzione delle nuove raccomandazioni atte a fissare

chiari requisiti per il fornitore dei cavi nei riguardi delle prove, dei materiali, della Qualità e a stabilire un raccordo diretto colla Progettazione. Tutto questo è stato ottenuto avendo sempre presente l'efficienza economica e la durabilità.



Figura 6 - Load Transfer Test

Le nuove raccomandazioni si sono dimostrate atte a costituire una valida base per future normative nazionali.

Il Sistema a stralli DYNA-Grip[®], utilizzato per la prima volta in un cantiere tedesco, ha soddisfatto tutti i requisiti delle Raccomandazioni fib.

Un importante obiettivo della nuova European Technical Approval consiste nell' assicurare il comportamento "duttile" del sistema di post-tensione in situazioni limite. A tal fine sono stati sviluppati standard, criteri di accettazione e metodi di prova che chiaramente vanno oltre le precedenti norme nazionali. In aggiunta si richiedono test sul coefficiente di attrito, sulla curvature, come pure sulla installazione, a meno che si disponga di valori dedotti da precedenti documentate esperienze. Infine vengono posti in evidenza possibili nuove modalità d'impiego e sistemi dalle caratteristiche innovative[8].

BIBLIOGRAFIA

- [1] *fib*-BULLETIN 30: Acceptance of stay cable systems using prestressing steels. Lausanne: fédération internationale du béton (fib), 2005.
- [2] EN DIN ISO 2001: Qualitätsmanagement Systeme Forderungen.
- [3] EN 10204:2004: Metallic products Types of inspection documents.
- [4] prEN 10337:2005: Zinc and zinc alloy coated pre-

stressing steel wire and strands, 2000.

- [5] XPA 35-037-1-3 and EGSS/TC19N 304-2-4, 2005. Pre-stressing steels – Protected and sheathed strands for pre-stressing
- [6] ETAG 013: Guideline for European Technical Approval of Post-tensioning Kits for Pre-stressing of Structures, 2002.
- [7] CEN Workshop Agreement: Requirements for the installation of post-tensioning kits for prestressing of structures and qualification of the specialist companies and their personnel. October 2002.
- and their personnel. October 2002.
 [8] HEILER H., SCHEIBE M., "Vorspannung intern, extern, mit und ohne Verbund" Beton- und Stahlbetonbau 99,(2004), Heft 11, p. 877-885.

LA PROGETTAZIONE DI STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO MEDIANTE L'IMPIEGO DI BARRE DI GRANDE DIAMETRO

Giovanni Metelli, Giovanni Plizzari

Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio, Ambiente, Università degli Studi di Brescia

SOMMARIO

L'impiego di barre di grande diametro nella realizzazione di elementi in c.a. consente di ottenere significativi vantaggi economici legati principalmente alla riduzione del numero armature impiegate, con il conseguente risparmio nelle operazioni di manodopera richieste per la posa delle stesse e nella fase di getto, consentendo di impiegare un calcestruzzo di media lavorabilità. La presente memoria intende illustrare alcuni esempi di elementi strutturali in c.a. progettati impiegando barre di grosso diametro, discutendo le principali problematiche riguardanti gli ancoraggi e i dettagli costruttivi. I risultati di una sperimentazione basata su prove di pull-out confermano il buon comportamento dell'aderenza delle barre di grande diametro.

SUMMARY

The use of large diameter bars brings to technical and economical advantages because they can reduce the number of rebars in the structural member, allowing a reduction of the labour costs for placing the rebars. Furthermore, large diameter provides wider spacing between bars, thus allowing concrete to flow readily into spaces. In the present paper, some significant examples of concrete members designed with large bars are presented and the main issues concerning the detailing rules and anchorage are discussed. Furthermore the experimental results of fifteen pull-out tests performed on two large diameter ribbed bars (ϕ 40 and ϕ 50 mm) having a different bond index, confirm the their good bond behaviour.

1. INTRODUZIONE

L'impiego di barre di grande diametro in strutture in cemento armato è in continuo aumento sia nel Nord America sia in Europa (Germania, Regno Unito, Olanda e Francia) in particolare nelle pile dei ponti, fondazioni, travi di grande luce ed elementi di controvento.

In Italia fino all'introduzione D.M. 14/9/05 [3], le norme limitavano l'impiego di barre ad aderenza migliorata al diametro di 30 mm per un acciaio tipo FeB38k e al diametro di 26 mm per un acciaio tipo FeB44k, consentendo l'impiego di diametri maggiori solo con l'autorizzazione del Ministero dei Lavori Pubblici [1]. Le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni [2] consentono l'impiego di barre nervate di tipo B 450 C fino a un diametro pari a 40 mm riducendo il limite previsto dal D.M. 14/09/05 che consentiva l'impiego fino a un diametro di 50 mm.

Il settore delle costruzioni in c.a. è fortemente interessato allo sviluppo e alla diffusione dell'impiego di barre di grande diametro. La ragione è legata prevalentemente ad aspetti di natura economica poiché le barre di grande diametro possono essere particolarmente efficaci nel risolvere problemi negli elementi caratterizzati da congestioni e dall'elevato numero di armature. Le barre di grande diametro consentono di ridurre l'ingombro geometrico dell'armatura, ottenendo un interferro adeguato ad un calcestruzzo di media lavorabilità; i conseguenti vantaggi economici sono legati anche alla riduzione del numero di staffe, alla semplificazione nella realizzazione delle giunzioni e all'aumento dell'altezza utile della trave (in quanto si può evitare di disporre l'armatura su più strati) che consente, a parità di carichi e geometria dell'elemento, una riduzione del quantitativo di armatura impiegata. Inoltre, a parità di peso di armatura, si ottiene una sensibile riduzione del numero di barre impiegate con il conseguente risparmio nelle operazioni di manodopera richieste per la posa delle stesse. Tali vantaggi possono compensare anche gli inevitabili costi maggiori derivanti dall'ausilio di apparecchi di sollevamento per la posa e il trasporto delle armature di grande diametro. Infatti, sebbene la stima della quantificazione del peso che un operaio è in grado di movimentare sia di difficile quantificazione, è significativo sottolineare che, mentre una barra di 10 m di lunghezza con diametro \$\$0 mm pesa 24.6 kg, una barra di stessa lunghezza ma di 40 mm di diametro pesa quasi quattro volte di più (100 kg), fattore che rende impossibile la movimentazione manuale delle barre di grande diametro.

Alcuni risultati sperimentali disponibili in letteratura evidenziano come l'interesse allo studio del comportamento delle armature di grande diametro risalga agli inizi degli anni '60. In particolare, in Italia, la prima sperimentazione fu condotta presso il Politecnico di Milano su barre nervate di 43 e 57 mm di diametro, al fine di caratterizzare il comportamento di giunzioni e dell'aderenza mediante "beam-test" [4]. Tali barre furono impiegate per la costruzione delle fondazioni e del contenimento primario della centrale nucleare ENEL di Caorso. Negli anni sessanta, negli Stati Uniti furono condotte prove sperimentali di pullout, con e senza confinamento trasversale del campione, con barre sia eccentriche sia concentriche [5, 6]. Per quanto riguarda il comportamento a rottura, i risultati documentati in letteratura mostrano un comportamento dell'aderenza soddisfacente, sebbene lo sforzo massimo di aderenza diminuisca al crescere del diametro a causa del più marcato incuneamento delle nervature e degli effetti di scala [7, 8].

Con riferimento alla fessurazione nelle condizioni di esercizio, è necessario controllare la tensione nell'armatura, per limitare l'ampiezza delle fessurazione che aumenta al crescere del diametro della barra.

2. APPLICAZIONI STRUTTURALI CON BARRE DI GRANDE DIAMETRO

Nel lavoro [9] e' stata condotta una vasta ricerca bibliografica che ha consentito di esaminare 201 opere, costruite a partire dal 1974 con barre di diametro superiori a 28 mm. Le opere sono state catalogate in base al paese e all'anno di costruzione, alla tipologia strutturale e agli elementi strutturali realizzati con barre di grande diametro (> ϕ 28). Dallo studio emerge che l'85% delle opere in c.a. con armature di grande diametro è stato realizzato a partire dal 1985. E' comunque interessante segnalare che in Italia già negli anni trenta furono impiegate barre lisce di 40 mm di diametro nelle travi dell'impalcato di un ponte realizzato sul fiume Arno a Pisa [10].

In Figura 1 è mostrata la distribuzione per paese delle opere realizzate con armature di diametro superiore a 40 mm [9]; si può notare che l'Italia è rappresentata solo dal 2% delle opere, sebbene il 60% delle stesse sia in Europa. Con riferimento all'impiego di barre con diametro superiore a 40 mm in Europa, si può notare che il 28% delle opere è stato realizzato in Gran Bretagna, il 12% in Germania, l'11% in Olanda, Belgio e Francia (Fig. 2).



Figura 1 - Distribuzione per paese su scala mondiale (Φ≥ 40 mm [9])

Le infrastrutture, generalmente ponti ferroviari o stradali ed edifici alti destinati al settore terziario e del commercio, sono le opere per le quali si ricorre a materiali ad alte prestazioni e ad armature di grande diametro. Come illustrato in Figura 3, gli elementi prevalentemente compressi, come i pilastri o pile da ponte, risultano quelli per i quali il ricorso ad armature di grande diametro è più frequente, rispettivamente con il 20 e il 12%. Una fetta importante è rappresentata dalle fondazioni con il 26%, in cui prevalgono le platee e i plinti, e con il 14% dalle travi di grande luce delle coperture di teatri, sale cinematografiche, biblioteche e stadi. Negli edifici alti e nelle torri le barre di grande diametro sono impiegate prevalentemente negli elementi di controvento, come setti (3%) e nuclei (3%).



Figura 2 - Distribuzione per paese su scala europea ($\Phi \ge 40 \text{ mm } [9]$)



Figura 3 - Distribuzione degli elementi strutturali analizzati [9]

Al fine di valutare i potenziali vantaggi derivanti dall'impiego di barre di grande diametro, si illustra un semplice esempio progettuale di una trave di copertura di un sala cinematografica caricata da pilastri che sostengono sei impalcati. Si ipotizza che la trave sia in semplice appoggio, abbia una luce di 20 m, un'altezza pari a 2.5 m e una larghezza pari a 1.2 m e che sia sollecitata allo SLU da una carico distribuito pari a 14 kN/m e da quattro carichi concentrati da 1740 kN ad un interasse di 5 m. Si è ipotizzato di utilizzare un calcestruzzo di classe C50/60 e un acciaio di classe B 450 C. In Figura 4 si confrontano due soluzioni progettuali basate sull'utilizzo di barre con diametro di 26 mm o di 50 mm. Mentre nella prima soluzione è necessario impiegare 100 barre \u00f626 disposte su 7 file, nella seconda soluzione, a parità di momento resistente della sezione, sono sufficienti 20 barre 650 disposte in gran parte su tre file e con in interferro pari a 85 mm. E' evidente che la soluzione con barre di grande diametro garantisce una riduzione dell'ingombro dell'armatura, un aumento dell'altezza utile della sezione e un maggior interferro che facilita le operazioni di getto del calcestruzzo.



Figura 4 - Confronto tra una trave [9]

L'opera nella quale sono state utilizzate le barre di dimensioni maggiori è la torre Jefferson Pilot negli Stati Uniti [11]. La torre, sede degli uffici dirigenziali dell'omonima società, è alta 110 m, ha una pianta rettangolare di dimensioni pari a 38x48 m ed è caratterizzata da una struttura intelaiata in c.a. gettato in opera impostata intorno ad un nucleo ascensori. I pilastri tipo della struttura hanno una dimensione pari a circa 0.80x0.80 m e prevedono un'armatura longitudinale costituita da 16 654 mm, corrispondente a una percentuale geometrica pari a 5.7%. Ipotizzando una diversa soluzione progettuale che preveda l'impiego di barre \$26 mm, si sarebbero dovute disporre lungo il perimetro 70 barre con un interferro pari a 20 mm, inferiore al minimo previsto dalla normativa; si dovrebbe quindi posizionare le barre su più file interne, diminuendo notevolmente il braccio della coppia interna.

L'armatura delle pile del ponte strallato Dame Point a Jacksoville, in Florida, è costituita da barre con diametro variabile da 34 a ϕ 53 mm [12]. La sezione con la percentuale geometrica di armature maggiore prevede 240 ϕ 53, corrispondenti a un'area di acciaio di 5925 cm² (pari a 750 ϕ 30 mm oppure a 997 ϕ 26mm). Numerosi altri esempi pubblicati in letteratura documentano l'impiego di barre nervate di grande diametro nelle pile di ponti stradali. Se ne citano alcuni, come il viadotto Nakanishi in Giappone (ϕ 51 mm) [13], il Tink Kau Bridge ad Hong Kong (ϕ 50 mm) [14], il ponte sul fiume Columbia a Vancouver (ϕ 54 mm) [15], quello sul fiume Torridge nel Devon in Gran Bretagna (ϕ 40 mm) [16] e il viadotto sulla vallata dell'Our a Steinebruck in Belgio (ϕ 40 mm) [17].

In Italia si segnalano alcune opere di fondazione con barre di diametro decisamente inferiore (\$40 mm), come nel ponte strallato per l'accesso al terminal dell'aeroporto Malpensa [18] o in un ponte sul fiume Ticino a Pavia [19]. In Figura 5 sono riportati i disegni esecutivi delle platea di fondazione (19.0x10.6 m) della pila del ponte strallato sul fiume Garigliano realizzato a Formia [20]. Sono stati impiegati 310 barre \$\$0 mm in direzione trasversale, 248 barre ϕ 30 mm in direzione longitudinale disposte su quattro strati e 450 \u03c630 mm nella pila (10x2.6 m). Un impiego di barre di diametro superiore e di stesse caratteristiche meccaniche, per esempio \$50 mm, avrebbe comportato una sensibile riduzione del numero di armature (192 in direzione trasversale e 112 in direzione longitudinale). Analogamente, nella pila si sarebbero potuti prevedere 162 barre \$\$0 mm disposte sul perimetro ad un passo di 14 cm, anziché 450 \$30 mm disposti su due strati, rendendo molto più semplice e veloce anche la disposizione delle giunzioni per sovrapposizione (Fig. 5).

E' opportuno citare anche due imponenti opere in cui barre di grande diametro sono state impiegate in gusci chiusi con funzioni di controvento.

Il primo esempio è il grattacielo Bond Center a Hong-Kong [21]. Il complesso è costituito dal due torri ottagonali i altezza pari a 191 m. La struttura è interamente in c.a. ed è controventata da un nucleo centrale di lato pari a 13.5 m circa e spesso 0.80 m. L'armatura è costituita da barre ϕ 50 m disposte sul perimetro interno ed esterno del nucleo con un interasse costante di 15 cm. Per ogni lato sono necessarie circa 90 barre con un'area complessiva di 1767 cm²; se si fossero adottate barre ϕ 30 mm, sarebbero state necessarie 250 barre per lato con un interferro di 2.4 cm che è inferiore al minimo previsto dalla normativa.



Figura 5 - Platea di fondazione della pila del ponte sul fiume Garigliano: confronto tra la soluzione realizzata e una soluzione con impiego di barre \$\$0 mm [20]

Il secondo caso analizzato riguarda la torre per le telecomunicazioni di Hannover [22]. L'altezza della struttura è 277 m rispetto al piano campagna e il fusto ha una sezione quadrata. Nell'opera furono adottate barre tipo Gewi ϕ 50 mm giuntate con manicotti a vite ogni 4.5 m per facilitare le operazioni di posa. La fessurazione è stata controllata disponendo un'armatura di pelle costituita da reti elettrosaldate ϕ 12 mm con passo orizzontale 10 cm e verticale 7.5 cm.

2. LE BARRE DI GRANDE DIAMETRO NELLA NORMATIVA

Al fine di comprendere quali possano essere gli sviluppi futuri dell'impiego delle barre di grande diametro, è utile confrontare la normativa americana ACI 318/05 [23], l'Eurocodice 2 [24] e la vigente normativa italiana (D.M. 14/01/08 [2]).

A differenza del D.M. 9/01/1996 [1], la nuova normativa italiana consente l'utilizzo di barre fino al diametro di 40 mm, purché soddisfino i criteri di resistenza e incrudimento prescritti per un acciaio tipo B 450 C $(1.13 \le f_t/f_v \le 1.35)$ e allungamento a rottura > 7,5%). Le norme americane impediscono l'impiego di barre nervate con diametro superiore a ϕ 57 mm; le barre di diametro compreso tra i \$29 mm e \$57 mm, possono essere di tipo (Grade) 420 o 520, con un allungamento a rottura rispettivamente pari ad almeno il 7% e il 6% (misurato su una base di 203.2 mm).. L'Eurocodice 2 non pone limiti alla dimensione delle armature purché siano verificate con le procedure di prova conformi alla norma UNI-EN 10080 [26]. Per quando riguardo l'indice di aderenza, la norma americana ASTM A 615 fissa un'altezza minima media e un passo massimo medio delle nervature per ogni tipologia di diametro, mentre secondo l'EC2 e le Norme Italiane le barre di grande diametro rientrano nella famiglia di armature con diametro superiore a 12 mm, per la quale l'indice di aderenza f_r deve essere superiore a 0.056. In Tabella 1 sono confrontate alcune prescrizioni fornite dalle tre norme analizzate relativamente al dimetro minimo ($\phi_{m min}$) del mandrino per la piegatura dell'armatura, al copriferro minimo (c_{min},) all'interferro minimo (s_{min},) alle giunzioni per

sovrapposizione per barre di grande diametro. Nello spirito di una norma prestazionale, si noti come le Norme Tecniche per le Costruzioni siano carenti di prescrizioni riguardanti il copriferro e l'interferro. L'EC2 e l'ACI fissano dei limiti inferiori in funzione del diametro per permettere al calcestruzzo di fluire facilmente tra le barre e i casseri, evitando la formazione di cavità e nidi di aggregati grossi. Inoltre, l'uso del diametro nominale della barra per definire le distanze minime consentite, fornisce un utile criterio generale valido per tutti i tipo di dimensioni delle barre.

Particolare attenzione merita l'Eurocodice 2 perchè dedica un paragrafo dettagliato per le prescrizioni da adottare in caso di impiego di barre di diametro superiore a ϕ 32 mm (EC2 par. 8.8). Come evidenziato in Tabella 1, non sono consigliate le giunzioni per sovrapposizione e si raccomanda di ancorare le barre con dispositivi meccanici o, nel caso di barre diritte, di disporre un'adeguata armatura di confinamento che tenga conto delle maggiori spinte radiali (*splitting forces*) causate da una barra di grande diametro. Per ancoraggi diritti l'armatura minima trasversale deve essere disposta con un passo non maggiore di 5 volte il diametro ϕ della barra; l'armatura parallela (A_{sh}) e ortogonale (A_{sv}) alla superficie tesa sono espresse dalla seguenti relazioni (Fig. 6):

$$\begin{array}{ll} A_{sh} = 0.25 \ A_s \ n_1 & (1) \\ A_{sv} = 0.25 \ A_s \ n_2 & (2) \end{array}$$

dove:

A_s è l'area della sezione di una barra ancorata;

 n_1 è il numero di strati con barre ancorate;

n₂ è il numero di barre ancorate in uno strato.

L'EC2 sottolinea anche l'importanza del controllo della fessurazione in esercizio anche per mezzo di un'armatura di

TT 1 11 1	D			
Tahella I	- Presc	rizioni	norma	tıv

pelle costituita da una rete di fili o da barre di piccolo diametro (EC2 - Appendice J). Il valore minimo $A_{s,surf,min}$ raccomandato è pari al 1% dell'area di calcestruzzo tesa esterna alle staffe (Fig. 7). Diversamente, è necessario calcolare l'ampiezza delle fessure che, per barre di grande diametro, può essere controllata limitando le tensione nella barra nelle condizioni di esercizio.



Figura 6 - Armatura di confinamento per ancoraggi diritti secondo EC2 [24]. Esempi: a sinistra: $n_1=1 e n_2=2$; a destra: $n_1=n_2=2$



Figura 7 - Disposizione dell'armatura di pelle secondo EC2 [24]

	D.M. 14/1/08	EC2	ACI 318/08	
Diametro minimo del mandrino $\phi_{m,min}$	10φ se φ>25	7φ se φ>16	8 φ se φ>25 10 φ se φ>43	
Indice di aderenza f_r per ϕ >12 mm	>0.056	>0.056	in funzione di ø	
Giunzioni per sovrapposizione	>20ф	Non consigliate eccetto per elementi con dimensione minima paria 1 m nei casi in cui la tensione delle barre è inferiore all' 80% di f _{vd}	Vietate per giuntare barre ϕ >36 tranne che per giunzioni tra barre ϕ 43 o ϕ 57 con barre ϕ <36	
Interferro minimo s _{min}		$=\max(\phi,d_g+5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$	=max(\$, 25 mm)	
Copriferro minimo c _{min}	>20 mm	=max(c _{min,b} ; c _{min,dur} ;10 mm) con: • c _{min,b} =\$\phi 0 \$\phi+5mm\$ (se d _g >32 mm) • c _{min,dur} variabile tra 10 e 55 mm	Varia tra 75 e 20 mm in funzione delle condizioni ambientali e del diametro della barra. per cls. non esposto, in caso di pareti e solette: >40 per ϕ 43 e ϕ 57 >20 se ϕ <36	
Lunghezza di ancoraggio	>20\$	Eq. (4)	Eq. (5)	
$c_{min,b}$: copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza; $c_{min,dur}$: copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali; d_g : massima dimensione dell'aggregato; f_{yd} : tensione di progetto dell'armatura				

Si sono confrontate anche le lunghezze di ancoraggio di progetto proposte dalle norme analizzate.

D.M. 14/1/08 (par. 4.1.2.1.8)

In merito al calcolo della lunghezza di ancoraggio e di sovrapposizione le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni risultano molto carenti poiché si limitano a prescrivere un lunghezza di ancoraggio minima pari a 20 volte il diametro ϕ della barra.

Eurocodice 2 (par. 8.4)

La formulazione proposta dall'Eurocodice 2, prevede una riduzione della tensione di aderenza ultima di progetto f_{bd} per barre di diametro superiore a ϕ 32 mm: $\begin{array}{l} f_{bd}{=}\,2,25\,\eta_1\,\eta_2\,f_{ctd} \eqno(3)\\ \text{dove:}\\ \eta_1{=}\,1\,\text{ in condizioni di buona aderenza}\\ \eta_2{=}\,1\,\text{per}\,\phi{\leq}\,32\,\text{mm} \end{array}$

 $\eta_2 = (132 - \phi)/100 \text{ per } \phi > 32 \text{ mm}$

Nell'ipotesi di distribuzione uniforme delle tensioni di aderenza, la lunghezza di ancoraggio necessaria di base risulta:

$$l_{b,rqr} = (\phi/4)^*(\sigma_{sd}/f_{bd}) \tag{4}$$

mentre la lunghezza di ancoraggio di progetto l_{bd} tiene conto dell'effetto della forma delle barre, del ricoprimento minimo di calcestruzzo c_d , e dal confinamento trasversale realizzato mediante armatura o pressione (si veda il prospetto 8.2 dell' EC2 [24]).

ACI 318/05 (par. 12.1):

La lunghezza di ancoraggio è calcolata con la relazione seguente:

$$\frac{l_{bd}}{\phi} = \left(\frac{f_y}{1.1\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \cdot \psi_s}{\left(\frac{c_b}{\phi} + \frac{k_{tr}}{\phi}\right)}\right)$$
(5)

dove:

- k_{tr} è un parametro che tiene conto della percentuale di armatura di confinamento trasversale;
- è un parametro che tiene conto dell'interferro o della distanza della barra dal lembo esterno dell'elemento misurati dall'asse della barra;
- f_v è la tensione di snervamento dell'armatura;
- $\vec{f'}_c$ è la resistenza compressione cilindrica del calcestruzzo;
- ψ_{τ} è un parametro che tiene conto delle avverse condizioni di aderenza nella parte superiore dell'elemento della membratura, e pari a 1 in condizioni di buona aderenza;
- ψ_s è un parametro che tiene conto delle prestazioni migliori per barre di piccolo diametro (0.8 se ϕ <19 mm – 1.0 se ϕ >22 mm).



Figura 8 - Lunghezza di ancoraggio: confronto tra ACI 318/05, EC2 e le Norme Tecniche per le Costruzioni

Nel grafico di Figura 8 si confronta la lunghezza di ancoraggio minima prevista dalle varie normative, al variare della classe di calcestruzzo, per barre ancorate diritte con un diametro di 18 mm e di 50 mm (entrambi i diametri sono caratterizzati da una percentuale di armatura di confinamento pari al 0.5%). Si può notare che le lunghezze di ancoraggio delle due normative risultano confrontabili per calcestruzzi ad alta resistenza, mentre la norma europea è più

conservativa per calcestruzzi di normale resistenza. A titolo di esempio, se si sceglie una resistenza del calcestruzzo pari a 40 MPa, passando da un diametro ϕ della barra di 20 mm a 50 mm, il valore della lunghezza di ancoraggio varia da 22.3 ϕ a 27.9 ϕ per la norma ACI (+25%), mentre aumenta da 23.5 ϕ a 28.6 ϕ per l'EC2 (+21%).

3. VERIFICA SPERIMENTALE DELL'ADERENZA

Una delle preoccupazioni derivanti dall'uso delle barre di grande diametro riguarda l'aderenza al calcestruzzo, in relazione alla possibile formazione di una fessurazione di splitting generata dalle grosse nervature delle barre [8]. A tal fine, presso il laboratorio dell'Università degli Studi di Brescia, è stata condotta una sperimentazione per indagare il comportamento dell'aderenza di barre di grande diametro. Sono state eseguite quattro serie di prove in provini di calcestruzzo a normale resistenza (NSC), ciascuna costituita da tre campioni. In particolare sono state testate barre \$40 e \$50 mm, in acciaio tipo B 450 C, e con due indici di aderenza, di cui uno inferiore ai limiti consentiti da normativa (Tab. 2). La quinta serie è caratterizzata da tre campioni con barre \$40 mm e indice di aderenza pari a 0.071 in provini di calcestruzzo ad alta resistenza (HSC). Le prove sono di estrazione e sono state condotte in accordo con le indicazioni fornite della norma UNI-EN 10080 [25]. Come mostrato in Figura 9, la barra viene estratta da un cubo di calcestruzzo di lato pari a 10 volte il diametro ϕ della barra, che è aderente per un tratto pari a 56. Tra il campione e la piastra di contrasto è stato inserito un foglio in teflon per ridurre gli effetti dell'attrito sul confinamento trasversale.



Figura 9 - Prove di pull-out: strumentazione dei provini

Le barre sono filettate a una estremità per poter avvitare i dadi di contrasto del martinetto idraulico. La velocità di carico è pari a 900 N/s e 1400 N/s rispettivamente per le barre ϕ 40 e ϕ 50 mm. Le prove sono state interrotte prima del raggiungimento dello snervamento della barra nella sezione filettata. Sono stati monitorati gli scorrimenti tra la barra e il calcestruzzo all'estremità caricata e all'estremo libero.



Figura 10 - Sistema utilizzato per le prove di pull-out



Figura 11 - Prove di pull-out: rottura per splitting

La Tabella 3 sintetizza le caratteristiche meccaniche dei due calcestruzzi in termini di modulo elastico (E_c), di resistenza a compressione ($f_{c,cube}$) e a trazione (f_{cl}) all'atto della prova, mentre in Tabella 2 sono riportate le caratteristiche meccaniche medie delle armature testate. Si noti che tutte le barre hanno una tensione minima media paria 524 MPa e una tensione di rottura minima pari a 663 MPa, con un A_{gt} minimo pari a 13.3%.

Tabella 2 - Caratteristiche meccaniche delle armature, testate presso il Politecnico di Milano

Φ	f _R	f _{ym}	f_{um}	A ₅	A _{gt}
[mm]		[MPa]	[MPa]	[%]	[%]
40	0.054	542	677	25.0	13.3
40	0.072	524	663	22.5	14.3
50	0.040	560	752	21.2	14.4
50	0.063	552	724	21.8	13.6

Tabella 3 - Caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi adottati

	E _c	f _{cm,cube}	f _{ct}
	[GPa]	[MPa]	[MPa]
NSC	37.5	37.6	5.6

In Tabella 4 sono riepilogati i principali risultati sperimentali delle otto serie di prove; ogni campione è classificato in funzione del diametro ϕ e dell'indice f_R della barra. Per ogni campione testato sono riportati lo sforzo massimo di aderenza (τ_{max}), lo sforzo di aderenza ($\tau_{0.01}$) in corrispondenza di uno scorrimento in coda δ_{UL} pari a 0.01 mm e lo sforzo di aderenza ($\tau_{1.0}$) rilevato in corrispondenza di uno scorrimento in coda δ_{UL} pari a 1.0 mm. Per ogni serie è indicato anche lo sforzo massimo si aderenza τ_m .

		$\tau_{0.01}$	$ au_{1.0}$	τ_{max}	Modalità di	
Serie	Campione	[MPa]	[MPa]	[MPa]	collasso	
$1-\psi = 7.16$	<i>\$40-f_R 0.072-1</i>	3.92	13.93	18.66	splitting	
<i>τ</i> _m =17.77MPa	$\phi 40$ - $f_R 0.072$ -2	3.89	13.60	17.49	splitting	
getto 1	$\phi 40$ - $f_R 0.072$ -3	2.65	11.65	17.15	splitting	
2- $\psi = 7.25$	φ40-f _R 0.072-1	2.10	13.14	16.07	pull-out	
$\tau_m = 17.98 MPa$	$\phi 40 - f_R \ 0.072 - 2$	3.19	12.04	19.91	splitting	
getto 2	$\phi 40 - f_R \ 0.072 - 3$	1.26	13.57	18.77	splitting	
	$\phi 40 - f_R \ 0.072 - 4$	2.30	13.69	17.16	pull-out	
3- $\psi = 5.02$	$\phi 40$ - $f_R 0.054$ -1	4.73	13.29	15.59	splitting	
$\tau_m = 12.47 MPa$	$\phi 40 - f_R \ 0.054 - 2$	4.65	-*)	11.93	splitting	
getto 1	$\phi 40 - f_R \ 0.054 - 3$	3.62	-*)	9.90	splitting	
$\begin{array}{r} 4 & - getto 2 - \\ \psi = 8.42 \end{array}$	<i>\$40-f_R 0.054-1</i>	1.89	14.54	21.78	splitting	
$\tau_m = 20.88 MPa$	$\phi 40$ - $f_R 0.054$ -2	1.96	13.83	19.98	splitting	
5- $\psi = 7.71$	$\phi 50-f_R 0.063-1$	0.60	12.54	16.66	splitting	
$\tau_m = 17.03 MPa$	$\phi 50-f_R 0.063-2$	0.70	13.12	17.54	splitting	
getto 1	$\phi 50-f_R \ 0.063-3$	1.35	13.48	16.89	splitting	
6- $\psi = 8.84$	$\phi 50-f_R 0.063-1$	4.48	16.87	20.36	splitting	
$\tau_m = 19.55 MPa$	$\phi 50-f_R 0.063-2$	2.92	14.96	19.81	splitting	
getto 2	$\phi 50-f_R 0.063-3$	1.84	13.66	18.49	splitting	
7- $\psi = 6.52$	$\phi 50-f_R \ 0.040-1$	2.62	9.22	13.93	splitting	
$\tau_m = 14.40 MPa$	$\phi 50-f_R 0.040-2$	0.20	10.37	14.49	splitting	
getto 1	$\phi 50-f_R \ 0.040-3$	0.15	8.22	14.77	splitting	
8- $\psi = 8.25$	$\phi 50-f_R \ 0.040-1$	3.10	15.39	18.81	splitting	
$\tau_m = 18.23 MPa$	$\phi 50-f_R 0.040-2$	2.83	10.87	18.85	splitting	
getto 2	$\phi 50-f_R 0.040-3$	1.79	10.47	17.04	splitting	
$ au_{max}$: tensione di aderenza massima; $ au_{0.01}$: sforzo di aderenza in						
corrispondenza di uno scorrimento in coda δ_{UL} pari a 0.01mm; $\tau_{1.0}$:						
siorzo di aderen pari a 1.0mm *	sforzo di aderenza in corrispondenza di uno scorrimento in coda δ_{UL}					
inferiori a 1.0 n	nm.		per 5			

Tabella 4 - Riepilogo dei principali risultati delle prove di aderenza

Il dato saliente che emerge dai risultati sperimentali è la notevole resistenza dell'aderenza delle barre di grosso diametro; infatti, la resistenza rilevata sperimentalmente è risultata superiore a 5 volte il valore previsto dall'EC2 per lo stato limite ultimo, anche per indici di aderenza inferiori ai limiti normativi (0.056 secondo l'EC2). Lo sforzo massimo di aderenza (τ_m , ipotizzato uniformemente distribuito lungo il tratto ancorato) varia tra 20.88 MPa per le serie con barre ϕ 40 mm e indice di aderenza pari a 0.054, e 12.47 MPa della

serie con le medesime barre ma realizzate nel getto 2. Due campioni (con diametro di 40mm e indice di aderenza f_R pari a 0.072) hanno avuto un comportamento anomalo e sono collassati per sfilamento della barra con un forzo di aderenza superiore a di 16.07 MPa; in tutti gli altri campioni il collasso è avvenuto per splitting (Fig. 11).

I risultati sperimentali indicano inoltre un comportamento più rigido per le barre con indice di aderenza superiore (Fig. 12) e nel caso di impiego di calcestruzzo ad alta resistenza.



Figura 12 - Diagramma dello sforzo di aderenza τ in funzione dello scorrimento dell'estremo libero $\delta_{u,e}$: confronto dei risultati delle prove con barre ϕ 50 mm



Figura 13 - diagramma dello sforzo di aderenza τ in funzione dello scorrimento dell'estremo libero $\delta_{u,e}$: confronto dei risultati delle prove con barre $\phi 40$ mm

Sulla base dei risultati di una vasta campagna sperimentale intrapresa presso l'università di Brescia riguardante prove di estrazione su barre con diametro compreso tra 12 mm e 16mm e indice di aderenza (f_r) variabile tra 0.047 e 0.095 [26], è possibile confrontare la resistenza dell'aderenza di barre nervate di grande diametro con quella di barre di diametro ordinario. Come mostrato in in Figura 14, per calcestruzzi di normale resistenza lo sforzo massimo medio di aderenza normalizzato $(\tau'_{max,m} = \tau_{max,m} / f_{cm,cube}^{0,5})$ diminuisce del 29% passando da barre di diametro pari a 12 mm a barre di grande diametro (40 e 50mm), sia per indici di aderenza bassi, anche inferiori al limite normativo di 0.056, sia per indici di aderenza superiori a 0.065. L'andamento illustrato in Figura 14 conferma quindi che il comportamento dell'aderenza è l'influenzato dei fenomeni di scala, come già dimostrato in precedenti lavori [7], pur senza compromettere la sicurezza di elementi strutturali in c.a. realizzati impiegando barre di grande diametro.



Figura 14 – Sforzo di aderenza medio normalizzato $\tau'_{max,m}$ al variare del diametro ϕ in calcestruzzi a normale resistenza NSC

4. CONCLUSIONI

Le diverse applicazioni illustrate dimostrano chiaramente che l'impiego di barre di grande diametro può rappresentare una soluzione particolarmente efficace per le grandi opere dell'ingegneria strutturale.

A parità di area di armatura, le barre di grande diametro permettono una sensibile riduzione del numero di barre impiegate e facilitano le operazioni di getto del calcestruzzo. Il vantaggi tecnici derivanti dall'impiego di barre di grande diametro possono quindi portare a sensibili economie nella realizzazione di opere in c.a. per la riduzione di costi di manodopera, legati soprattutto alle operazioni di posa delle armature.

Sebbene il comportamento dell'aderenza sia influenzato da fenomeni di scala, i risultati sperimentali dimostrano l'affidabilità delle barre di grande diametro in termini di rigidezza e resistenza dell'aderenza. Infatti, lo sforzo massimo di aderenza è risultato superiore a 5 volte lo sforzo di aderenza di progetto f_{bd} previsto dalla normativa tecnica per la verifica agli stati limite ultimi.

Allo stato limite di servizio, come evidenziato nell'Eurocodice 2, è di fondamentale importanze il progetto della vita e dei costi di manutenzione dell'opera attraverso il controllo dell'ampiezza delle fessure, che potrebbero risultare inaccettabili se le barre di grande diametro fossero soggette a tensioni eccessive o se non fosse impiegata una adeguata armatura di pelle.

Dal confronto normativo, emerge chiaramente la sintonia tra l'Eurocodice 2 e la norma americana ACI318/08 ma emerge anche una problematica del D.M. 14/1/08 che non tratta il calcolo della lunghezza di ancoraggio (o di sovrapposizione delle armature) ma impone solamente la lunghezza minima, lasciando alle competenze tecniche del progettista le scelte su importanti dettagli costruttivi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] D.M. 9.1.1996. Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- [2] D.M. 14.1.2008. Norme tecniche per le costruzioni.
- [3] D.M. 14.9.2005. Norme tecniche per le costruzioni.
- [4] G. BALLIO G. (1973). Esperienze su barre di grande diametro per il cemento armato. *L'Industria Italiana del Cemento*, pp. 207-216.
- [5] ROSTAY F. S., HOGNESTAD E. (1960). Pilot bond Test of Large Reinforcing Bars. ACI Journal, pp. 576-579.
- [6] FERGUSON P. M. (1965). Pull-out test on high

strength reinforcing bars. ACI Journal, pp. 933-950.

- [7] BAZANT Z.P. et al. (1995). Identification of stress-slip law for bar or fiber pull-out by size effect test. ASCE Journal of Structural Mechanics, vol. 121, n° 5, pp. 620-625.
- [8] GIURIANI E., PLIZZARI G.A., SCHUMM C. (1991). Role of Stirrups and Residual Tensile Strength of Cracked Concrete on Bond, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 117, pp. 1-18.
- [9] METELLI G., PLIZZARI G. et al. (2006). Impiego di barre di grande diametro nelle strutture in calcestruzzo armato. *Atti del 16° Congresso del C.T.E.*, 9-11 Novembre 2006, Parma, Vol. 1, pp. 385-396.
- [10] KRALL G. (1937). Un nuovo ponte sul fiume Arno a Pisa. L'Industria Italiana del Cemento, pp. 112-123.
- [11] LA MONACA L. (1995). La torre Jefferson Pilot. L'Industria Italiana del Cemento, n° 703, pp. 544-552.
- [12] VENAFRO R. (1992). Il ponte Dame Point a Jacksnonville in Florida. L'Industria Italiana del Cemento, n° 666, pp. 300-317.
- [13] CIAMPOLI M. (2004). Il viadotto d'oriente. L'Industria Italiana del Cemento, n 795, pp. 124-137.
- [14] SCHLAICH M., BERGERMANN R. (1998). Monoleg Towers with transverse stabilising cables. *Structural Engineering International*, vol.4, pp. 152-255.
- [15] CONTE P. (1986). Il ponte sul fiume Columbia per l'autostrada che collega gli Stati di Washington e dell'Oregon negli Stati Uniti (Gran Bretagna). L'Industria Italiana cemento n°597, pp. 210-227.
- [16] MANDER, RAIKES, MARSHALL. (1990). Il ponte sul fiume Torridge a Bideford nel Devon (Gran Bretagna). L'Industria Italiana cemento n. 647, pp. 748-761.
- [17] ARACANGELI A. (1990), Viadotto sulla vallata dell'Our a Steinebruck (Belgio). L'Industria Italiana cemento n°644, pp. 542-553.
- [18] IMPARATO V., MARTINEZ y CABRERA F. (2000) Ponti di accesso alla aerostazione Malpensa 2000 di Milano. L'Industria Italiana del Cemento, n.º757, pp. 634-662.
- [19] ITALIANO S.G. (1999). Il ponte sul fiume Ticino nei pressi di Pavia. L'Industria Italiana del Cemento, n. 739, pp. 42-56.

- [20] MELE M., MASCIOCCHI S. (1996). Il ponte strallato sul fiume Garigliano. L'Industria Italiana del Cemento, n.°708, pp. 154-169.
- [21] BOLTZMAN A. (1991). Il grattacielo del Bond Center a Hong-Kong. L'Industria Italiana del Cemento, n°658, pp. 510-527.
- [22] ARCANGELI A. (1996). Torre per telecomunicazioni ad Hannover. L'Industria Italiana del Cemento, n°708, pp. 180-189.
- [23] ACI 318M-08 (2007). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Deemed to satisfy ISO 19338.
- [24] EUROCODE 2 (2005) Design of concrete structures -Part 1-1: General Rules, and Rules for Buildings, EN 1992-1-1:2004, European Committee for Standardization.
- [25] UNI EN 10080 (2005). Acciaio saldabile per cemento armato, *European Committee for Standardization*.
- [26] METELLI G., PLIZZARI G. (2007). Effects of Relative Rib Area on Bond Behaviour. *Studies and Researches*, Politecnico di Milano, pub. by Starrylink (Brescia, Italy), vol. 27, pp. 141-163.

RINGRAZIAMENTI

La presente ricerca è stata finanziata dalla società Leali S.p.A (Odolo, Brescia, Italia) attraverso il consorzio CIS-E; un ringraziamento particolare è rivolto al Dott. Pierluigi Leali e all'ing. Giancarlo Braga per il loro supporto.

Si ringraziano inoltre gli ingegneri F. Venturoli e R. Stefani per la collaborazione nella ricerca bibliografica, gli ingegneri M. Ferri e M. Cristini e lo studente M. Galuppi nella conduzione delle prove sperimentali e l'elaborazione dei risultati. Si ringrazia inoltre il sig. Alessandro Coffetti del Laboratorio P. Pisa dell'Università degli Studi di Brescia per la collaborazione durante l'esecuzione delle prove sperimentali e il sig. Domenico Caravaggi per la preparazione dei campioni.

CONTATTI CON GLI AUTORI

Giovanni Metelli	gmetelli(a)ing.unibs.if
Giovanni Plizzari	plizzari@ing.unibs.it

L'USO DEI SOLAI LEGGERI IN POLISTIRENE NELLA PROGETTAZIONE ANTISISMICA DEGLI EDIFICI IN C.A.

Giorgio Monti, Andrea Lucchini, Zhixiong Chen

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università Sapienza di Roma

SOMMARIO

Il lavoro propone i risultati di uno studio sulla valutazione dei benefici nella progettazione antisismica di edifici in cemento armato derivanti dall'uso di solai leggeri in polistirene in luogo di quelli tradizionali latero-cementizi. Lo studio, in particolare, si interessa di stimare gli effetti della riduzione della densità di massa dei solai sul comportamento dinamico dell'edificio e sulle forze sismiche ad esso associate, ovvero i benefici prodotti riportati in termini di riduzione del peso totale dell'edificio, della cubatura totale di calcestruzzo, del peso totale di armature di acciaio e della superficie di casseforme. Per il confronto dei differenti contributi e per la stima del beneficio totale ottenuto sono inoltre riportati i risparmi economici associati alle diverse riduzioni.

SUMMARY

In the proposed work the results of a study on the evaluation of the benefits produced by the use of light weight floors in polystyrene instead of the traditional lateritious-concrete ones are presented. Aim of the investigation is the evaluation of the effects produced by the reduction of the floor mass on both the dynamic behaviour of the building and on the associated seismic forces, that is, the estimation of the gained benefits expressed in terms of reductions of the total weight of the building, of the total concrete volume of the structure, of the total weight of the steel bars and of the quantity of formworks. In order to compare both the importance of the different contributes and the total obtained benefit, the savings associated to the different reductions are also reported.

1. INTRODUZIONE

L'obiettivo di questo studio è di valutare gli eventuali benefici sulla progettazione antisismica di edifici in cemento armato che possono derivare dall'uso di solai leggeri in polistirene in luogo di quelli tradizionali latero-cementizi. Ai fini di questo studio i solai leggeri sono definiti unicamente attraverso il loro peso proprio, senza riferimento esplicito alle loro caratteristiche tecnologiche: ciò che è di interesse in questo studio, infatti, è unicamente la valutazione dell'effetto della riduzione della densità di massa dei solai sul comportamento dinamico dell'edificio e sulle forze sismiche ad esso associate.

E' intuitivo come, in condizioni statiche, edifici dotati di solai leggeri presentino un peso globalmente ridotto. Ciò consente dei risparmi anche significativi, ad esempio, in fondazione, dove è possibile operare una riduzione della superficie di contatto di tali elementi strutturali sul terreno, ma anche in travi e pilastri di elevazione. Invece meno immediato è forse il concetto che, ad una riduzione del peso dell'edificio, deve corrispondere necessariamente in condizione dinamiche una riduzione delle domande sismiche sugli elementi strutturali, intendendo per domande sia le sollecitazioni (sforzi assiali, momenti e tagli) sia le distorsioni imposte (rotazioni della corda). Ciò perché, ad una riduzione delle masse corrisponde sia, ovviamente, una riduzione delle forze sismiche, ma anche una riduzione del periodo proprio di vibrazione, che potrebbe comportare, per gli edifici comuni di attingere ad un'ordinata maggiore sullo spettro di risposta. E' d'altra parte anche vero che la riduzione delle masse, come già commentato, produce una riduzione delle dimensioni degli elementi strutturali, e quindi una conseguente riduzione delle rigidezze, che invece va nella direzione di un incremento del periodo proprio di vibrazione, con conseguente riduzione dell'ordinata spettrale. Scopo di questo studio è anche chiarire l'effetto di questi due fenomeni che agiscono contemporaneamente sul comportamento strutturale in maniera opposta.

Va da sé che, qualora si riscontrasse una prevalenza della riduzione rispetto all'incremento dell'ordinata spettrale, le conseguenze sulla progettazione dell'edificio sarebbero significative: si avrebbe, infatti, una riduzione delle sollecitazioni negli elementi strutturali e, conseguentemente, una riduzione delle armature in acciaio, sia longitudinali sia trasversali.

Per valutare gli effetti dell'utilizzo dei solai leggeri su differenti tipologie di strutture, sono stati analizzati tre diversi tipi di edifici, sufficientemente rappresentativi di classi ampie di edifici esistenti sul territorio italiano, due diversi tipi di solaio, nonché due diverse strategie di progetto, definite in accordo alla Normativa Tecnica per le Costruzioni del 2008 [1]. I parametri considerati nella generazione dei casi studio analizzati sono elencati nella Tabella 1.

Tabella 1 - Parametri considerati nello studio, con i corrispondenti valori assunti e l'identificativo

Parametro	Valore	Identificativo
	Pianta rettangolare	R
Edificio	Pianta ad L	L
	Irregolare	Ι
Strategia di progetto	Alta duttilità	А
	Bassa duttilità	В
Solaio	Tradizionale	Т
Solalo	Leggero	L

Combinando tutti i parametri si ottengono 12 diverse situazioni progettuali, quattro per ogni tipo di edificio, ognuna definita dalla successione di tre identificativi definiti nella precedente tabella.

I benefici prodotti dall'utilizzo di solai leggeri sono stati valutati in termini di riduzione delle seguenti quantità:

- peso totale dell'edificio,
- cubatura totale di calcestruzzo,
- peso totale di armature di acciaio,
- superficie delle casseforme.

Inoltre, per confrontare i differenti contributi e per poter valutare il beneficio totale ottenuto sono stati calcolati i risparmi economici associati alle diverse riduzioni.

Tabella 2 - Costi unitari utilizzati nelle valutazioni economiche

Item	Costo unitario
Calcestruzzo (in opera)	120 €/m ³
Acciaio	0.90 €/kg
Casseforme	25 €/m ²
Solaio tradizionale	53 €/m²
Solaio leggero	60 €/m ²

Nelle valutazioni economiche effettuate è stato fatto riferimento ai costi unitari riportati nella Tabella 2.

2. DESCRIZIONE DEI CASI STUDIO

In tutti i casi studio analizzati le strutture sono state progettate utilizzando un calcestruzzo di classe C30/35 e un acciaio per le barre di armature di tipo B450C.

Tabella 3 – Carichi gravitazionali utilizzati nella progettazione con solai tradizionali (T) e leggeri (L)

	Peso	Peso	Carico	Tamponature
	proprio [kN/m ²]	permanente [kN/m ²]	variabile [kN/m ²]	[kN/m]
Copertura T	4.0	2.5	2.0	1.25
Piano T	4.0	2.7	2.0	4.0
Copertura L	1.9	2.5	2.0	1.25
Piano L	1.9	2.7	2.0	4.0

I pesi e le masse strutturali con cui sono state valutate le forze sismiche di progetto, sono stati calcolati utilizzando i valori dei carichi gravitazionali riportati in Tabella 3.

2.1 Edificio con pianta rettangolare

Il primo caso studio analizzato è rappresentato dall'edificio con pianta rettangolare rappresentato in Figura 1. La struttura dell'edificio è un telaio in c.a. di 4 piani, ciascuno dei quali di altezza 3.20 m. Le tessiture di ciascun campo di solaio sono tutte orientate nella direzione y.



Figura 1 – Vista assonometrica dell'edificio regolare

Tabella 4 - Sezioni di trav	i e pilastri nel	l caso di progetto	in alta e
bassa duttilità			

		Tı	Travi		Pilastri	
Duttilità	Solaio	Base	Altezza	Base	Altezza	
		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	
А	Т	30	65	30	65	
	L	30	55	30	55	
р	Т	30	55	30	70	
Б	L	30	50	30	55	

Tabella 5 – Sezioni delle travi di fondazione nel caso di pre	ogetto in
alta e bassa duttilità	

Duttilità	Solaio	Larghezza ala	Larghezza anima	Altezza totale	Altezza ala
		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
А	Т	90	40	65	25
	L	80	40	60	20
В	Т	100	40	90	25
	L	80	40	85	25

In Tabella 4 sono riportate le sezioni degli elementi strutturali, progettate nei due casi di solai tradizionali e leggeri, da cui è possibile verificare, com'era da attendersi, la sistematica riduzione delle dimensioni nel caso dei solai leggeri. Tale riduzione è di circa il 15.4% nel caso di progetto in bassa duttilità, mentre nel caso di progetto in alta duttilità la riduzione è più significativa: 9.1% nelle travi e 21.4% nei pilastri. In Tabella 5 sono presentati gli analoghi risultati per le sezioni degli elementi strutturali di fondazione. La riduzione delle sezioni è pari al 16.9% in bassa duttilità, mentre è del 13.7% in alta duttilità. Tale inferiore riduzione è in questo caso dovuta a requisiti molto più stringenti rispetto alle sollecitazioni di taglio nel caso del progetto in alta duttilità.

2.2 Edificio con pianta ad L

Il secondo caso studio è l'edificio con pianta ad L rappresentato in Figura 2, la cui struttura è costituita da un telaio in c.a. di 5 piani, ciascuno di altezza 3.50 m. In Figura 3 sono riportati lo schema strutturale della pianta dell'edificio con le tessiture proprie di ciascun campo di solaio.



Figura 2 – Vista assonometrica dell'edificio con pianta ad L



Figura 3 – Carpenteria del piano tipo

Nelle Tabelle 6-9 sono riportate le sezioni degli elementi strutturali travi e pilastri dell'edificio utilizzate nel caso di progetto in classe di duttilità alta e bassa. Le differenti sezioni delle travi di fondazioni utilizzate nei due casi di classe di duttilità considerate, sono riportate invece nella Tabella 10.

Tabella 6 – Sezioni pilastri nel caso di progetto in classe di duttilità A

	PILAS	STRI				
Sol	All	1	2	3	4	5
	e	45x45	60x40	60x40		
	d	45x45	60x40	60x40		
Т	с	60x40	60x40	70x40	40x60	40x55
	b	55x55		70x40	40x60	40x55
	а	55x55		55x55	45x45	40x40
	e	40x40	55x40	55x40		
	d	40x40	55x40	55x40		
L	с	55x40	55x40	70x40	40x55	40x55
	b	55x50		70x40	40x55	40x55
	а	55x50		55x50	40x55	40x55

Tabella 7 – Sezioni pilastri nel caso di progetto in classe di duttilità B

	PILAS	STRI				
Sol	All	1	2	3	4	5
	e	40x40	55x40	55x40		
	d	40x40	55x40	55x40		
Т	с	55x40	55x40	70x40	40x55	40x55
	b	55x40		70x40	40x55	40x55
	а	55x40		55x40	40x40	40x40
	e	40x40	50x40	50x40		
	d	40x40	50x40	50x40		
L	с	50x40	50x40	60x40	40x50	40x50
	b	50x40		60x40	40x50	40x50
	а	50x40		50x40	40x50	40x50

Tabella 8 – Sezioni travi in direzione x nel caso di progetto in alta e bassa duttilità

TRAVI – Allineamenti // asse x							
Sol	All	1	2	2	3	3-4 4-5	
	e	40x50	40x50	40x50	40x50		
	d	40x50	40x50	40x50	40x50		
Т	с	40x50	40x50	40x50	40x50	50x25	
	b	40x60			40x60	50x25	
	а	40x60			40x60	50x25	
	e	40x45	40x45	40x45	40x45		
	d	40x45	40x45	40x45	40x45		
L	с	40x45	40x45	40x45	40x45	45x25	
	b	40x55			40x55	45x25	
	а	40x55			40x55	45x25	

Tabella 9 – Sezioni travi in direzione y nel caso di progetto in alta e bassa duttilità

	TRA						
Sol	All	1	2	3	4	5	
	e	50x25	50x25	50x25			
	d	50x25	50x25	50x25			
	d	50x25	50x25	50x25			
т	c	50x25	50x25	50x25			
1	с	40x50		40x50	40x50	40x50	
	b	40x50		40x50	40x50	40x50	
	b	40x50		40x50	40x50	40x50	
	а	40x50		40x50	40x50	40x50	
	e	45x25	45x25	45x25			
	d	45x25	45x25	45x25			
	d	45x25	45x25	45x25			
T	с	45x25	45x25	45x25			
L	с	40x45		40x45	40x45	40x45	
	b	40x45		40x45	40x45	40x45	
	b	40x45		40x45	40x45	40x45	
	а	40x45		40x45	40x45	40x45	

Tabella 10 – Sezioni delle travi di fondazione nel caso di progetto in alta e bassa duttilità

		Larghezza	Larghezza	Altezza	Altezza
Duttilità	Solaio	ala	anima	totale	ala
		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
А	Т	130	50	120	35
	L	90	50	100	20
В	Т	150	50	85	25
	L	100	50	70	20

2.2 Edificio irregolare

Il terzo caso studio considerato è l'edificio irregolare rappresentato in Figura 4.

L'edificio irregolare è costituito da un piano interrato e da sei piani in elevazione, ognuno di altezza pari a 4.2 m. Le carpenterie dei vari piani della struttura sono mostrate nelle Figure 5-8.



Figura 4 – Vista assonometrica dell'edificio irregolare





Figura 8 – Carpenteria del piano di copertura

2.2 Azione sismica

L'azione sismica è stata definita in accordo alla Normativa Tecnica per le Costruzioni del 2008 [1]. I valori dei parametri che sono stati utilizzati per definire lo spettro elastico sono i seguenti:

a _g /g	0.35
T _c *	0.373
F ₀	3.125
Categoria di sottosuolo	В
Categoria topografica	T1

in cui a_g/g rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa in superficie normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità, F_0 il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro, e T_c^* il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro.



Figura 9 – Spettro elastico e di progetto per l'edificio irregolare in classe di duttilità bassa, e valori dei periodi dei modi principali di vibrazione $T_T e T_L$ dell'edificio rispettivamente con solai tradizionali e leggeri

Il progetto degli edifici è stato eseguito in tutti i casi utilizzando il metodo del fattore q, applicando l'analisi modale con spettro di risposta. I valori del fattore di struttura q utilizzati per abbattere lo spettro elastico sono stati: 4.09 e 5.84 per il progetto in classe di duttilità bassa e alta dell'edificio regolare e di quello con pianta ad L; valori più bassi, pari rispettivamente a 3.27 e 4.67, per il progetto in classe di duttilità bassa e alta dell'edificio irregolare. Nella Figura 9, a titolo di esempio, è riportato sia lo spettro elastico che quello di progetto dell'edificio irregolare progettato in classe di duttilità bassa.

3. RISULTATI DELLE ANALISI

In questo capitolo sono riportati i risultati delle analisi di confronto fra progettazione con solai tradizionali e con solai leggeri effettuate per l'edificio irregolare in classe di duttilità bassa. I risultati degli altri casi studio considerati sono invece mostrati brevemente nei grafici di sintesi del capitolo 4.

3.1 Confronti in bassa duttilità

I grafici dalle Figure 10-12 riportano la riduzione dei pesi totali, delle quantità di calcestruzzo, acciaio, casseforme, sia in elevazione sia in fondazione sia nella totalità. Nelle prime due figure le riduzioni sono disaggregate fra elevazione e fondazioni, mentre nella terza figura esse sono presentate come totale. La riduzione dell'acciaio in elevazione è del 16.9%, inferiore rispetto al 19.6% in fondazione, mentre la riduzione del calcestruzzo in elevazione è quasi del 20%, inferiore rispetto a quasi il 35% in fondazione. Ciò è dovuto al fatto che in questo caso la fondazione, del tipo a plinti con cordoli di collegamento, consente una maggiore riduzione delle sezioni ed inoltre i plinti non richiedono una grande quantità di armatura. Si osservi che, in totale, la riduzione del peso totale dell'edificio è superiore al 20%, mentre la riduzione di quantità di calcestruzzo raggiunge quasi il 25%. Nel caso delle casseforme tale riduzione si attesta a meno del 15%.



Figura 10 – Percentuali di riduzione in elevazione nel caso di progettazione in bassa duttilità



Figura 11 – Percentuali di riduzione nelle fondazioni nel caso di progettazione in bassa duttilità



Figura 12 – Percentuale di riduzione in totale nel caso di progettazione in bassa duttilità



Figura 13 – Ripartizione dei costi fra le diverse lavorazioni negli edifici con solai tradizionali e leggeri nel caso di progettazione in bassa duttilità. In questo caso la riduzione è circa il 5%

La Figura 13 mostra la ripartizione dei costi totali fra diverse voci, confrontando il risultato del progetto con solai tradizionali e con solai leggeri. Si osservi che la riduzione dei costi è in questo caso dell'ordine di quasi il 5%.

3.2 Confronti in alta duttilità

I grafici delle Figure 14-16 riportano le riduzioni dei pesi prodotte dall'impiego dei solai leggeri nella progettazione in classe di duttilità alta. Si osservi che, in totale, la riduzione del peso dell'edificio è superiore al 20%, mentre la riduzione delle quantità di acciaio è superiore al 15%. In questo caso la riduzione della quantità di calcestruzzo è più accentuata, intorno al 25%. La percentuale di riduzione della superficie delle casseforme è dell'ordine del 10%.



Figura 14 – Percentuali di riduzione in elevazione nel caso di progettazione in alta duttilità



Figura 15 – Percentuali di riduzione nelle fondazioni nel caso di progettazione in alta duttilità



Figura 16 – Percentuale di riduzione in totale nel caso di progettazione in alta duttilità



Figura 17 – Ripartizione dei costi fra le diverse lavorazioni negli edifici con solai tradizionali e leggeri nel caso di progettazione in alta duttilità. In questo caso la riduzione è circa il 7%

I grafici di Figura 17 mostrano la differenza di costi, ripartita in funzione delle diverse voci di spesa, necessari alla realizzazione dell'edificio con solai tradizionali o con solai leggeri. Si osservi che la riduzione totale è in questo caso dell'ordine del 7%.

4. CONCLUSIONI

Le Figure 18-19 mostrano le riduzioni percentuali delle quantità di materiali impiegati nei casi, rispettivamente, di progetto eseguito in bassa ed alta duttilità. La Figura 20 mostra invece la riduzione percentuale nei costi totali di realizzazione per tutti e tre gli edifici considarati, ovvero per l'edificio regolare per quello ad L e per l'edificio irregolare, in entrambi i casi di progettazione in bassa ed alta duttilità. Si osservi che la riduzione dei costi è più accentuata nel caso di progetti eseguiti in alta duttilità.



Figura 18 – Sintesi dei risultati per gli edifici progettati in classe di bassa duttilità



Figura 19 – Sintesi dei risultati per gli edifici progettati in classe di alta duttilità



Figura 20 - Percentuale di riduzione in costo

Dall'osservazione dei risultati ottenuti per le tre differenti tipologie di edificio considerate, si possono trarre le seguenti conclusioni.

In tutti i casi, l'utilizzo dei solai leggeri rispetto a quelli tradizionali può ridurre il peso totale dell'edificio di circa il 20%. Questo sia nel caso di progettazione in classe di duttilità bassa che alta. Effetto di questa riduzione è sia una diminuzione delle dimensioni degli elementi strutturali, ovvero una riduzione di calcestruzzo impiegato nella realizzazione dell'edificio, che una riduzione di circa il 16% di acciaio necessario per le armature. In particolare, il risparmio di calcestruzzo diventa più significativo all'aumentare del livello di irregolarità dell'edificio. Mentre infatti, nel caso dell'edificio regolare, l'utilizzo dei solai leggeri porta ad una riduzione di calcestruzzo del 14.9% e 15.8%, nei due casi di progettazione in classe di duttilità bassa ed alta, nell'edificio con pianta ad L ed in quello irregolare in elevazione i valori di riduzione crescono rispettivamente al 15.9% e al 19.2, e al 23.7% e 26.7%. Si può notare come in tutte e tre le tipologie di edificio considerate, le riduzioni ottenute negli edifici progettati in classe di duttilità alta risultano essere maggiori di quelle in classe di duttilità bassa.

Le riduzioni di materiale calcestruzzo ed acciaio negli elementi strutturali dell'edificio porta ad un risparmio economico nella realizzazione dell'edificio stesso di circa il 5% rispetto al caso di impiego di solai tradizionali. Nel caso di edificio irregolare e di progettazione in classe di duttilità alta, il risparmio economico può aumentare significativamente fino a valori di circa il 10%.

RINGRAZIAMENTI

La ricerca presentata si è svolta nell'ambito di un progetto di ricerca che ha visto la collaborazione della Sapienza Università di Roma e della Sicilferro, produttrice del solaio leggero Plastbau ®. Gli autori ringraziano, per i dati forniti, per la preziosa collaborazione e per il loro contagioso entusiasmo, il titolare sig. Rosario Scurria, il dott. Mauro Scurria e l'ing. Nicola Cancelliere.

BIBLIOGRAFIA

[1] NTC (2008), Norme tecniche per le costruzioni, G.U. n. 29 del 4.02.2008 suppl. ord. n° 30

ISOLAMENTO SISMICO DEL NUOVO EDIFICIO DEL OUARTIER GENERALE **ITALIANO DELLA NATO IN NAPOLI**

Gabriele Nati, Andrea Polli

SOCIETÀ ITALIANA PER CONDOTTE D'ACQUA S.p.A.

SOMMARIO

La protezione sismica è un obiettivo primario per strutture strategiche quali edifici militari, centrali elettriche, impianti chimici e nucleari, ospedali; queste strutture devono rimanere integre e funzionanti nel caso di emergenza dovuta ad un sisma di notevole intensità. Per ottenere l'anzidetto risultato è stato adottata la tecnica dell'isolamento sismico alla base per il nuovo Quartiere Generale della Nato, localizzato vicino Napoli. La protezione sismica è stata ottenuta grazie ad un sistema di isolamento composto dall'accoppiamento di isolatori in gomma ad alta capacità di dissipazione (HDRB) con dissipatori isteretici.

L'impiego di isolatori HDRB in gomma con dissipatori isteretici consente una protezione sismica ottimale permettendo una notevolissima riduzione delle forze sismiche alla base della struttura coniugata con spostamenti decisamente contenuti grazie all'alta capacità dissipativa dei dissipatori isteretici.

SUMMARY

Seismic protection is a primary task for strategic structures such as military buildings, power stations, chemical and nuclear plants, hospitals; these structures must survive and be functioning during emergencies due to strong earthquakes. In order to guarantee the previous task the seismic isolation technique has been adopted for the new south Europe NATO head quarter located near Napoli. The seismic protection strategy is given by a combined base isolation system composed by high damping rubber bearings (HDRB) and hysteretic dissipators coupled with free sliding POT bearings.

The combination of HDRB isolators and hysteretic dampers provides a very effective seismic protection system allowing an high reduction of the seismic forces into the structure by a suitable selection of the target isolation period with a relatively small displacement thanks to the high damping capacity of the hysteretic dampers.

1. PREMESSA

Il Complesso Principale (CP) di AFSOUTH 2000 è concepito come un complesso compatto di quattro corpi edilizi da quattro livelli fuori terra. Questi corpi lineari sono interconnessi, e definiscono una corte interna quasi rettangolare, oltre ad una corte di ingresso parzialmente aperta sul lato a nord. L'orientamento longitudinale dell'edificio è all'allineamento nord-sud, prossimo ottimizzando l'irraggiamento solare sulle facciate più lunghe. Il complesso è dotato di un grande livello interrato, che eccede la dimensione in pianta dei piani fuori terra. Quest'area si estende parzialmente ad un secondo livello interrato (-2).

L'edificio sarà costruito in cemento armato per l'interrato ed i nuclei verticali, e struttura in acciaio per i piani fuori terra.

Il complesso è suddiviso in 8 aree funzionali, che corrispondono pressappoco allo stesso numero di elementi fisicamente indipendenti.

Durante ed immediatamente dopo l'espletamento della gara d'appalto sono intervenuti due fatti nuovi che hanno comportato la necessità per la Committenza di adeguare il progetto esecutivo di contratto. Precisamente:

- la riclassificazione sismica contenuta nell'Ordinanza 3274 del 20.03.2003, che ha elevato da 3° a 2° la zona sismica dell'area:
- la presenza, nella suddetta Ordinanza, degli allegati 2, 3 e 4 che hanno sostanzialmente modificato la normativa antisismica italiana allineandola alla più moderna normativa europea (EC8).

La Committenza, allo scopo di contenere al massimo i tempi richiesti per la revisione progettuale, ha chiesto che si scegliesse una soluzione strutturale tale da minimizzare gli eventuali cambiamenti richiesti all'architettura ed agli impianti, concentrando le eventuali variazioni unicamente sul progetto strutturale.



Figura 1 – Vista prospettica del complesso edilizio

Anche al progetto strutturale, peraltro, è stato chiesto di essere il più aderente possibile al progetto originario, almeno in termini di dimensioni attribuite ai vari elementi strutturali e di tipologie strutturali adottate.

Alla richiesta precedente è stata poi affiancata l'istanza di adottare soluzioni costruttive che consentissero una maggiore rapidità esecutiva, così permettendo un parziale recupero dei ritardi conseguenti alle variazioni legislative (Ord. 3274) intervenute in corso d'opera.

Nel progetto a base di gara, redatto nel rispetto del D.M. LL. PP. 1996 e per zona sismica di 3° Categoria, il rapporto tra l'azione sismica orizzontale e l'accelerazione di gravità risultava:

 $\alpha = a/g = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I = 0,04 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1, 4 = 0,056$

La verifica, se effettuata agli stati limite ultimi, doveva essere compiuta per la seguente azione orizzontale:

$$\alpha_n = 1,5\alpha g = 1,5 \cdot 0,056g = 0,084g$$

Carichi verticali concomitanti

Nel progetto redatto nel rispetto dell'Ordinanza l'edificio incastrato alla base e su un terreno di tipo C ha un primo periodo proprio di 0,6s. Il rapporto tra l'azione sismica orizzontale e l'accelerazione di gravità risultava:

 $\alpha = a/g = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2, 5 \cdot I = 0, 25 \cdot 1 \cdot 2, 5 \cdot 1, 4 = 0, 875$

La verifica, agli stati limite ultimi, doveva essere compiuta per un'azione orizzontale ottenuta dividendo per q l'azione orizzontale prima definita, dove q vale:

 $q = q_0 \cdot k_D \cdot k_R = 4 \cdot 1, 2 \cdot 1 \cdot 0, 8 = 3,84$ in caso di alta duttilità

 $q = q_0 \cdot k_D \cdot k_R = 4 \cdot 1, 2 \cdot 0, 7 \cdot 0, 8 = 2,688$ in caso di bassa duttilità.

La verifica, doveva essere dunque compiuta per la seguente azione orizzontale:

 $\alpha_{p}^{'} = 0.875g/q = 0.875g/3.84 = 0.228g$ in caso di alta duttilità

$$\alpha'_p = 0,875g/q = 0,875g/2,688 = 0,326g$$
 in caso di

bassa duttilità

Il carico verticale da applicare contestualmente era il seguente:

 $F_{v} = G_{k} + \psi_{2i} \cdot \varphi \cdot Q_{k} = G_{k} + 0, 3 \cdot 1 \cdot Q_{k} = G_{k} + 0, 3 \cdot Q_{k} \quad \text{per}$

 $F_{v} = G_{k} + \psi_{2i} \cdot \varphi \cdot Q_{k} = G_{k} + 0, 6 \cdot 1 \cdot Q_{k} = G_{k} + 0, 6 \cdot Q_{k} \text{ per uffici aperti al pubblico.}$

Come si vede, dunque, nel passaggio dal DM '96 all'Ordinanza e dalla zona sismica 3° alla 2°, l'incidenza dei carichi orizzontali cresceva significativamente (da 3 a 4 volte a seconda del livello di duttilità adottato), mentre l'incidenza dei carichi verticali, da considerare agenti contemporaneamente ai carichi orizzontali, si riduceva significativamente (carichi verticali più piccoli di un fattore 1,5 circa).

Con tali differenze in termini di azioni, la possibilità di mantenere sostanzialmente immutati il progetto architettonico ed il progetto strutturale risultava sostanzialmente inficiata dalle variazioni necessarie per il progetto strutturale.



Figura 2 – Graticcio elementi prefabbricati



Figura 3 – Piano" -1" in costruzione

Al progettista è sembrato opportuno, di conseguenza, abbandonare soluzioni antisismiche di carattere tradizionale, ossia basate sulla duttilità, e ricorrere a soluzioni antisismiche innovative, basate sulle tecniche dell'isolamento alla base e della dissipazione d'energia. Queste tecniche, che negli ultimi 10 anni hanno avuto una diffusione vastissima e sono ora impiegate in modo sistematico nei paesi di più avanzata tecnologia (Stati Uniti, Giappone), invece di ridurre l'entità delle azioni sismiche agenti sulla struttura attraverso il danneggiamento e la plasticizzazione della struttura stessa, riducono tali azioni sconnettendo la struttura dal terreno mediante appositi apparecchi (gli isolatori) interposti tra la struttura e le sue fondazioni; per ridurre ulteriormente la risposta strutturale, agli isolatori sono abbinati altri apparecchi (i dissipatori) finalizzati appunto a dissipare energia.

Così facendo è stato possibile ricondurre l'entità delle azioni orizzontali, dai valori di 0,228g (alta duttilità) e 0,326g (bassa duttilità), ad un valore di circa 0,10g e per di più abbinato a particolari costruttivi da bassa duttilità.

Per conseguire una rapidità di esecuzione tale da consentire, tempi di costruzione più ridotti di quelli originariamente previsti, il progettista ha fatto sistematico ricorso alla prefabbricazione. Si sono così pensati prefabbricati i muri di sostegno, le travi del grigliato di fondazione sovrastante, il sistema dissipazione e isolamento, i solai.

Sempre per contenere i tempi di esecuzione e segnatamente per le carpenterie metalliche si sono adottate soluzioni costruttive che facilitassero il montaggio. Si è

pertanto fatto sistematico ricorso ad una disposizione costruttiva che prevedesse colonne di sezione costante sull'intera altezza e sulle quali fossero già saldati i tronchetti di attacco delle travi, e travi cernierate a tali tronchetti.

Per garantire un funzionamento a diaframma dei solai (ora più sollecitati nel loro piano), si sono collegate le solette alle travi mediante perni Nelson, ottenendo strutture assolutamente monolitiche.

Occorre segnalare, inoltre, che, a differenza di quanto avviene con il D.M. che non impone l'adozione di particolari costruttivi finalizzati al conseguimento della duttilità strutturale, l'Ordinanza impone espressamente tale adozione.

I particolari hanno riguardato sia le strutture in c.a. sia le strutture in acciaio; nel caso in esame, mentre le modifiche sulle strutture in acciaio sono state di modesta entità (l'azione sismica è interamente ricondotta, dai solai funzionanti a diaframma, sulle strutture dei corpi scale-ascensori e sulle pareti isolate), le modifiche sulle strutture in c.a., anche nel caso di strutture a bassa duttilità quali quelle in esame, sono risultate significative.

Si citano tra le altre:

- la necessità di adottare staffe di contenimento, ossia chiuse, nei tratti critici di travi e pilastri e di contenere le armature longitudinali;
- la necessità di adottare staffe di contenimento nei nodi trave-pilastro,
- il numero di legature non inferiore a 9 al metro quadrato richiesto per le pareti, insieme alla necessità di contenere le armature longitudinali allo spiccato e sui lembi;
- le limitazioni geometriche imposte sulle pareti alle armature longitudinali e trasversali.

Il rispetto di tali prescrizioni, con la conseguente geometria delle barre di armatura, ha costretto ad adottare calcestruzzi ad elevato slump (S5) e con diametro massimo degli innesti contenuto ($D_{max} < 15$ mm).

1.1 Sistema di isolamento alla base

Al fine di contenere la risposta sismica dell'edificio a valori molto prossimi a quelli per i quali l'edificio era stato originariamente progettato, si è adottato un sistema accoppiato di isolatori-dissipatori.

Gli isolatori sono molto rigidi in direzione verticale, così da trasferire i carichi verticali alle fondazioni senza particolari amplificazioni di origine dinamica, e sono molto deformabili in direzione orizzontale, così da isolare la struttura dalle componenti orizzontali delle forze sismiche. L'adozione del sistema di isolamento porta il periodo di vibrazione fondamentale della struttura a circa 3,0s allontanandolo sostanzialmente dal campo di periodi in cui c'è il maggiore contenuto di energia sismica trasmessa dal terremoto. Gli isolatori sono inoltre dotati di significativa viscosità (ξ =10%) e dunque consentono di attribuire al coefficiente n che tiene conto dello smorzamento strutturale il valore $\eta = \sqrt{10/(5+10)} = 0.812$

La presenza di dissipatori operanti in parallelo agli isolatori introduce, poi, un ulteriore elemento di riduzione della risposta all'azione sismica; i dissipatori hanno infatti una soglia di plasticizzazione sotto carico orizzontale fissata a 15t ed uno smorzamento equivalente $\xi=15\%$. Il valore del coefficiente η scende così ad $\eta = \sqrt{10/(5+10+15)} = 0,577$ allineando l'azione sismica ai minimi oggi conseguibili (il minimo valore ammesso è $\eta=0,550$).

Si sono adottati isolatori in elastomero armato che hanno il vantaggio di una facile installazione e di una elevata affidabilità, provata dall'estensivo uso che se ne è fatto fino ad oggi e dalla grande quantità di prove effettuate su di essi. Sono costituiti da strati alternati di gomma e acciaio, questi ultimi con lo scopo di confinare la gomma in modo da evitare l'eccessiva deformabilità laterale della gomma stessa sotto carichi verticali e da garantire quindi la necessaria rigidezza in direzione verticale. Essi hanno inoltre una significativa capacità ricentrante dopo il terremoto ed un comportamento sostanzialmente elasto-viscoso.



Figura 4 – Isolatore sismico



Figura 5 – Spaccato isolatore



Figura 6 - Dissipatore

I dissipatori nascono dall'abbinamento tra appoggi multidirezionali acciaio-teflon ed elementi di acciaio destinati a plasticizzarsi al raggiungimento delle 15t da parte della forza orizzontale su di essi agente. Sono dunque dotati di capacità portante verticale e di una resistenza orizzontale pari appunto a 15t. Essi dissipano energia per isteresi dell'acciaio ed il loro comportamento può essere considerato sostanzialmente elastoplastico.

Tanto gli isolatori quanto i dissipatori sono disposti in modo tale che il loro centro di rigidezza sia collocato in corrispondenza del centro di massa dell'edificio così da evitare la comparsa, nel sistema di isolamento, di momenti torcenti parassiti.

Per evitare spostamenti orizzontali di valore differente tra i vari elementi verticali, al di sopra degli isolatori è stato realizzato un grigliato di travi in calcestruzzo armato dotato di grande rigidezza, cosi da assicurare un funzionamento a diaframma rigido del solaio immediatamente sovrastante gli isolatori.



Figura 7 - Posa gabbia prefabbricata



Figura 8 - Graticcio plinti di appoggio isolatori e dissipatori



Figura 9 - Schema planimetrico dagli isolatori e dei dissipatori

Al di sotto degli isolatori è disposto un sistema di plinti in calcestruzzo armato collegati tra loro mediante un reticolo di travi. Gli isolatori e i dissipatori sono dunque compresi tra il sistema plinti-travi collegamento ed il sistema grigliato di travi e sono collegati ad ambedue i sistemi mediante bulloni Φ 30, in numero necessario a trasmettere i necessari sforzi di taglio. Sia gli isolatori che i dissipatori sono ispezionabili e se necessario, sostituibili; il grigliato di travi superiore è dimensionato anche per questa circostanza.

Al sostanziale scollegamento tra edificio e terreno che il sistema di isolamento assicura, corrispondono di necessità significativi spostamenti relativi tra edificio e terreno in caso di sisma. Per consentire un corretto funzionamento degli isolatori è stato dunque necessario isolare il perimetro dell'edificio dal terreno circostante, in modo che il sistema isolato possa muoversi liberamente rispetto al terreno. A tal fine si è previsto la realizzazione di un muro di sostegno del terreno circostante totalmente autoportante e separato dall'edificio con un giunto di 30 cm di ampiezza; ed è stato attribuito al giunto tale dimensione, nonostante che il calcolo conduca a valori dello spostamento relativo terreno-struttura dell'ordine dei 20 cm, per tener conto della natura squisitamente aleatoria del fenomeno sismico e del fatto che gli spostamenti di calcolo sono stati ricavati a partire dallo spettro di risposta di norma che sostanzialmente ha caratteristiche di valore medio delle azioni.

Le canalizzazioni degli impianti che debbono attraversare il giunto sopra citato, sono state dotate di un'opportuna flessibilità così da consentire gli elevati spostamenti del sistema isolato senza che venga compromessa la loro funzionalità.

1.2 Strutture in calcestruzzo armato

La struttura portante del piano terra e dei due livelli inferiori del Main Complex (livello '0', livello '-1' e livello – '2') è stata prevista in cemento armato.

La struttura si estende su un' ampia superficie (17500 m^2) , di forma all'incirca rettangolare e di dimensioni approssimativamente pari a 155×104 m che, priva di giunti, raccoglie e sostiene tutte le strutture metalliche provenienti dall'elevazione dei vari edifici costituenti il complesso, tra i quali sono presenti dei giunti.



Figura 9 - Solaio con pannelli tipo "spiroll"

Gli elementi verticali sono costituiti dai nuclei scala e servizi (provenienti dall'elevazione dei singoli edifici), pareti singole e pilastri; gli elementi verticali trasferiscono in fondazione i carichi, attraverso un reticolo di travi in c.a. di altezza e geometria variabile.

I solai sono costituiti, per tutti i livelli, da pannelli alveolari estrusi tipo "spiroll" di altezza 25 cm o 30 cm con sovrastante soletta in c.a. dello spessore di 5cm armata con rete elettrosaldata $\Phi 8/20x20$, ad esclusione della copertura del "Cento Operativo" che, data la luce ed i carichi notevoli, è realizzata con elementi prefabbricati di altezza pari a 70 cm con sovrastante soletta in c.a. di 5 cm di spessore.

Le travi del livello "0" nonché quelle del livello –1 che non poggiano direttamente sugli isolatori sono realizzate con casseforme di tipo tradizionale, con rientranze della sezione trasversale per consentire l'appoggio dei solai.



Figura 10 - Strutture in calcestruzzo armato

Il reticolo di travi ai livelli -2 nonché quelle del livello -1 poggianti sugli isolatori, sono previste come gettate all'interno di gusci prefabbricati autoportanti, in grado quindi di limitare le operazioni di casseratura e puntellatura, e presentano, nella maggioranza dei casi, geometria variabile con riduzione dell'altezza nella mezzeria al fine di consentire il passaggio di personale per l'ispezionabilità e manutenzione dei suddetti isolatori sismici.

Le fondazioni sono realizzate con plinti, sempre collegati tra loro mediante idonee travi di collegamento, su cui vengono fissati gli isolatori ed i dissipatori sismici in grado di assorbire l'energia sismica.

Agli elementi verticali principali (nuclei scale e ascensori, nuclei servizi, pareti) è affidato il compito di resistere alle azioni orizzontali ed in particolare a quella sismica agenti sul fabbricato.

Ciò avviene a mezzo del solaio che, grazie alla sua elevata rigidezza nel piano orizzontale, è in grado di raccogliere e trasferire alle strutture sismo-resistenti la totalità delle forze orizzontali e di conseguire un comportamento generale del tipo "a piano rigido".

1.3 Strutture in acciaio

Le strutture in elevazione del Main Complex sono costituite interamente da carpenteria metallica, prodotta assemblando in opera, esclusivamente tramite giunzioni bullonate, profili laminati commerciali lavorati in officina.

Ad eccezione di alcuni elementi secondari non strutturali (lamierini ferma-getto di bordo), non è prevista alcuna saldatura in opera.

Sono presenti nove fabbricati, separati da giunti di ampiezza crescente con la quota, pari ad h/100.

La struttura portante dei fabbricati, nel caso generale, è costituita da una serie di telai principali a tre campate a quattro piani disposti secondo la direzione planimetricamente minore,

ortogonali a quattro telai secondari a più campate disposti nella direzione planimetricamente maggiore; la connessione tra i telai è realizzata con giunzioni bullonate assimilabili a cerniere fisse, così come assimilabili a cerniere sono le giunzioni tra le travi e le colonne dei telai principali e tra le travi e le pareti in cemento armato.

Ne deriva un schema statico generale di tipo pendolare che demanda interamente alle strutture in cemento armato in elevazione, (nuclei scale e ascensori, nuclei servizi, pareti singole) cui è rigidamente collegato, il compito di resistere alle azioni orizzontali di qualunque origine (in particolare quella sismica) agenti sul fabbricato.



Figura 11 – Struttura in acciaio dell'edificio A1 b



Figura 12 – Strutture in acciaio

Il collegamento a livello di piano tra i vari telai principali e secondari e tra questi e gli elementi rigidi in cemento armato è ottenuto a mezzo del solaio che, grazie alla sua elevata rigidezza nel piano orizzontale, è in grado di raccogliere e veicolare verso le strutture sismo-resistenti in cemento armato la totalità delle forze orizzontali e di realizzare un comportamento generale del tipo "a piano rigido".

Nel solo caso dell'edificio A1_B, posto al centro della facciata Nord del complesso, le strutture in cemento armato resistenti alle azioni orizzontali sono sostituite da telai controventati in acciaio.

I solai sono costituiti da una lamiera grecata per solai collaboranti h=55 mm, sp. 1 mm., riempita e sormontata da un getto in calcestruzzo di classe R_{ek} 40 MPa, fino a formare uno spessore finale di 10 cm.; all'interno della soletta è prevista una rete elettrosaldata $\phi 5/20x20$.

I pannelli di lamiera sono interrotti in corrispondenza delle ali delle travi a causa delle presenza dei connettori, talché nella fase di realizzazione del solaio la lamiera stessa risulta semplicemente appoggiata ed è in grado di sopportare il peso del getto e delle maestranze, una volta posizionata, li fissa alle travi mediante chiodatura o viti autofilettanti.

La scelta progettuale di utilizzare sempre collegamenti con comportamento statico assimilabile a quello di cerniera ha comportato, oltre a uno schema generale del tipo pendolare, schemi statici di tipo isostatico anche per tutti gli elementi portanti orizzontali che risultano essere, nella generalità dei casi, travi semplicemente appoggiate.

Ciò ha consentito di svincolare di fatto il dimensionamento di tali elementi dal calcolo globale sismico della struttura e di renderne chiara e semplice la verifica.

Nel corso della verifica sismica delle strutture costituenti gli edifici del Main Complex, sono emerse alcune problematiche, peraltro prevedibili alla luce dell'incremento di azione sismica, che hanno comportato la necessità di effettuare alcune variazioni sulla struttura originaria.

In particolare si tratta di due aspetti di dettaglio ma sostanziali ai fini di un corretto ed affidabile comportamento sismico della struttura, che sono: il trasferimento delle azioni orizzontali sismiche di piano dai solai a struttura mista acciaio-calcestruzzo alle strutture verticali in cemento armato e la rigidezza dei controventi metallici dell'edificio A1 B.

I fabbricati in acciaio molto spesso, per trasmettere a terra le azioni orizzontali di origine sismica, utilizzano elementi in cemento armato posti a notevole distanza reciproca (i nuclei e/o le pareti in genere sono posizionati lungo i lati corti degli edifici, a distanza anche di alcune diecine di metri), con possibili conseguenti forti eccentricità in termini di rigidezza di piano ne deriva che il solaio, che è l'unico elemento strutturale deputato a trasferire le azioni di piano a tali elementi, si trova a lavorare di fatto come una trave appoggiata e/o incastrata, inflessa su una luce pari alla distanza tra i nuclei e le pareti resistenti. E' chiaro che il corretto trasferimento delle azioni orizzontali dai solai alle pareti andrà verificato attraverso uno studio di dettaglio delle zone di attacco solaio-parete. E se si considera che spesso il solaio è indebolito da vuoti di dimensioni importanti in dette zone si dovranno prevedere ringrossi del calcestruzzo e rinforzi delle armature.



Figura 13 - Strutture in elevazione



Figura 14 - Strutture in elevazione con i nuclei in c.a. dei vani scala

Dal caso specifico la forza di piano complessiva viene trasferita, in modo approssimativamente paritetico, alle prime pareti parallele alla direzione del sisma cui il solaio è collegato e tale collegamento sarebbe stato costituito da una superficie di lunghezza pari allo sviluppo della parete e spessore pari a quello della soletta in calcestruzzo (4.5 cm) con una tensione tangenziale al contatto soletta-parete ben superiore alla τ_{co} del calcestruzzo. Una soluzione di assegnare tutta l'azione alle armature di collegamento appariva poco prudente, sia perché si sarebbe di fatto accettata la formazione di una soluzione di continuità tra fabbricato e strutture resistenti, sia perchè lo spazio a disposizione per l'armatura di collegamento è molto contenuto considerando anche la necessità di garantire comunque il copriferro.

Per tali motivi si è proceduto ad una modifica dei solai in prossimità degli attacchi con le pareti aumentando lo spessore della soletta gettata in opera, pertanto, tenuto conto di una corretta ripartizione della tensione tangenziale al di sotto della τ_{co} ; e prevedendo in ogni caso, un'armatura in grado di portare interamente il taglio da trasferire. Una lamiera pressopiegata costruita ad hoc e montata sul filo superiore delle travi, realizzerà uno spessore di getto pari a 10 cm circa.

Circa il secondo aspetto, l'analisi sismica del fabbricato A1 B ha mostrato come i controventi metallici a "portale" posti in direzione Est-Ovest, nella conformazione geometrica prevista nel progetto esecutivo, non garantiscono una sufficiente rigidezza al fabbricato, dando luogo a deformazioni e periodi troppo elevati; tale comportamento è riconducibile a due ragioni: i controventi a portale, così come concepiti, chiamano in gioco la rigidezza flessionale dei correnti superiori e di conseguenza risultano poco rigidi, gli elementi sub-verticali di controventamento risultano troppo poco inclinati (circa 12°) riducendo ulteriormente la rigidezza. Tali controventi sono stati quindi oggetto di modifiche geometriche tendenti a migliorarne l'efficienza e consistenti essenzialmente dell'unire i nodi superiori in corrispondenza della mezzeria dei correnti e nell'aumentare l'inclinazione degli elementi subverticali

1.4 Monitoraggio sismico

Nell'ambito della nuova base Nato è anche previsto l'utilizzo di un sistema di monitoraggio applicato ai dispositivi antisismici di isolamento/dissipazione (I/D) che proteggono due edifici strategici principali dell'Allied Joint Force Command: il Main Complex ed il Community Center.

Lo schema generale in cui si articola la rete di monitoraggio è riportato in Figura.

Così come rappresentato, i sensori saranno posizionati in entrambi i complessi e saranno alimentati via cavo. Le registrazioni da essi effettuate saranno poi convogliate, sempre via cavo, ad un sistema di acquisizione (access point) dai quali, utilizzando le infrastrutture tecnologiche già previste, la mole di dati acquisita sarà convogliata ad una postazione terminale di raccolta dati (fondamentalmente, un personal computer). Il trattamento delle informazioni qui giunte servirà poi a predisporre un documento di report post-evento, di ausilio alla definizione dello stato di salute del sistema di protezione di entrambi gli edifici. Una volta installato, il sistema permetterà di acquisire le accelerazioni cui i dispositivi anti-sismici sono soggetti nonché la loro risposta, sempre in termini di accelerazioni. Questo avverrà sia in condizioni di servizio (per esempio all'occorrenza di microsismi) sia in condizioni ultime (per esempio in occasione del terremoto di progetto). I dati raccolti costituiranno una base dati analizzabile in maniera oggettiva, che consentirà di valutare l'efficienza dell'intero sistema di protezione e quindi di ottimizzare l'allocazione delle risorse necessarie (economiche ed umane) alle operazioni di manutenzione ed, eventualmente, di sostituzione.

Infatti anche il nuovo testo unico italiano (Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008) stabilisce, nel documento esplicativo alla sezione C7.10.4, che il comportamento ottimale della struttura isolata dall'azione sismica è assicurata dal corretto funzionamento del sistema di isolamento. I malfunzionamenti del sistema di protezione possono sopraggiungere durante la vita utile dell'opera e possono essere imputabili a fenomeni di invecchiamento dei materiali (come quelli di natura elastomerica degli isolatori), oppure al meccanico causato deterioramento all'accumulo di deformazioni plastiche durante l'azione sismica. Dovrebbe quindi essere prevista la possibilità di sostituzione - e conseguentemente la struttura dovrebbe essere adeguatamente progettata - per consentire il trasferimento temporaneo dei carichi verticali in ogni isolatore. Deve essere altresì garantito lo spazio per le necessarie operazioni di rimozione e sostituzione. Conseguentemente, è accettabile che gli isolatori possano presentare un decadimento delle loro proprietà meccaniche. Allo scopo di avere un pieno controllo dei fenomeni di deterioramento, tutti gli isolatori dovrebbero essere periodicamente controllati. Per il caso in esame, allo scopo di monitorare nel tempo il comportamento dei dispositivi di isolamento, è stato predisposto un piano di manutenzione che si articola per almeno 20 anni. Tale piano prevede un sistematico e ripetitivo controllo delle condizioni degli apparecchi, cosicché da valutarne lo stato, da accertarne le eventuali situazioni di danno e quindi consentirne la sostituzione prima del raggiungimento della condizione di collasso. Le azioni di manutenzione saranno prese in base ai risultati dell'ispezione.



Figura 15 - Schema funzionale del sistema di monitoraggio

La Manutenzione ordinaria è condotta con una periodicità di cinque anni (ispezione comune) ed ha lo scopo di identificare la presenza di difetti macroscopici come fessurazioni della gomma, deformazioni inattese, le condizioni dello strato anticorrosione, l'assenza di difetti strutturali visibili nelle parti strutturali vicine agli apparecchi.

La Manutenzione straordinaria è condotta se le ispezioni periodiche rilevano anomalie significative richiedenti interventi di manutenzione non ordinaria, come danni evidenti, sufficientemente rilevanti a comprometterne la funzionalità dei dispositivi.

Sulla base del piano di manutenzione relativo al Main Complex ed al Community Center, emerge chiaramente che la quantità di dati immagazzinati è di notevole entità. È stato necessario perciò predisporre un software appropriato allo scopo di analizzare efficacemente i dati raccolti in modo da renderli effettivamente utili a prevedere rottura nei dispositivi. Questo software, sulla base di quanto precedentemente descritto, confronta fra loro tutte le immagini digitali raccolte durante gli anni, così da identificare eventuali cambiamenti nello stato degli isolatori diagnosticabili a vista ovvero il loro stato deformativo.

L'idea è di identificare un cambiamento nella risposta della struttura isolata con riferimento al suo comportamento ottimale, in modo da comprendere quali dispositivi sono responsabili di tale alterazione. Una volta che gli isolatori con comportamento anomalo sono stati individuati, sarà possibile guidare ispezioni più accurate in una zona più circoscritta, così da comprendere anche le possibili cause dell'anomalia (danno meccanico o invecchiamento).

UN COMPLESSO DI EDIFICI IN ZONA SISMICA, PROGETTATO CON LA RECENTE NORMATIVA ITALIANA ED EUROPEA AGLI STATI LIMITE

Camillo Nuti¹, Danilo Pierucci²

¹ Dipartimento di Strutture, Università degli Studi Roma Tre, c.nuti@uniroma3.it

² STIN, Via Giotto Dainelli 12, 00198, Roma, stin@stin.it

SOMMARIO

Nella memoria si illustrano alcune soluzioni utilizzate per la realizzazione di un edificio in zona sismica, progettato in accordo con le recenti evoluzioni normative in zona sismica. In particolare si illustrano le scelte relative agli spiccati di pareti di controvento, particolari di attacco solai – pareti di controvento, nonché la soluzione, che si può ritenere particolarmente innovativa, di utilizzare l'isolamento sismico, per realizzare una copertura a cavallo di un giunto strutturale tra due edifici.

SUMMARY

This paper presents some solutions adopted for the constructions of an office building in a moderate seismic zone. The design has been carried out on the base of the New Italian Seismic Code, very similar to Eurocode 8. In particular details are given related to steel bars at connection between foundations and shear walls, attachment details between floor reinforcement and shear wall and a new use of base isolation to sustain the roof in correspondence of a joint between two structurally independent part of the building.

1. INTRODUZIONE

Le nuove norme [1] [2] agli stati limite ed in particolare l'uso del criterio della gerarchia delle resistenze hanno rappresentato e tutt'ora rappresentano una innovazione di rilievo ed hanno imposto alcune novità nel campo delle realizzazioni delle costruzioni. Alcune di queste vengono qui presentate con riferimento ad un'opera di recente realizzazione. Si tratta in particolare delle armature di spiccato dei pilastri e setti, dei collegamenti dei solai alle strutture di controvento, di una soluzione innovativa di collegamento tra corpi indipendenti mediante isolatori sismici.

2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Il complesso per uffici sede della Agenzia Spaziale Italiana realizzata a Roma di Tor Vergata, si trova nella zona del Comune di Roma di maggior pericolosità sismica, quella verso l'area dei Castelli Romani.

Il complesso, di circa 100.000 m³ fuori terra, è stato realizzato successivamente all'entrata in vigore della nuova classificazione sismica del 2003, pertanto, trattandosi di una struttura di interesse rilevante, è stata progettata con riferimento al OPCM 3274 per quanto riguarda la progettazione nei confronti della azione sismica; per tutte le altre azioni è stata utilizzata la progettazione agli stati limite. Si tratta, con molta probabilità, del primo esempio di complesso di dimensioni rilevanti progettato con criteri recenti, di fatto in ossequio a quanto richiesto dalla normativa Europea: gli Eurocodici 2 ed 8.

Il progetto è stato sottoposto al vaglio del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici come opera di valore superiore ai 25 milioni di Euro.



Figura 1 – Foto del plastico, l'edificio A è oggetto della presente nota

Il complesso è costituito da numerosi edifici, come si può vedere nella foto del plastico riportata nella figura 1.

Nella presente nota ci si concentra nella descrizione dell'edificio principale, a forma in pianta ad arco di cerchio, costituito da una struttura di cinque piani fuori terra oltre ad uno o due piani entro terra. Questi ultimi variano poiché l'andamento del terreno è degradante, come si vede nella figura 1.

Le opere di sostegno hanno rappresentato un onere non indifferente sia perché si arrivava a strutture a sbalzo anche di 9 metri di altezza, sia perché in taluni casi era necessario impedire i movimenti dei muri al livello della fondazione, sia perché l'OPCM così come l'Eurocodice 8 erano particolarmente penalizzanti per tali opere.



Figura 2 – Carpenteria del piano tipo dell'edificio A. Si vedono i nuclei in c.a e la zona relativa all'atrio

L'edificio principale è costituito da tre corpi divisi da giunti strutturali verticali. In ciascun corpo sono individuabili due nuclei in cemento armato; con riferimento alla figura 2 a partire da sinistra si individua il corpo 1 con i nuclei A e B, il corpo 2, con i nuclei C e D, il corpo 3, con i nuclei E ed F.



Figura 3 – Carpenteria del piano tipo dell'edificio A. Si vedono i nuclei in c.a e la zona relativa all'atrio

Il giunto verticale tra i corpi 1 e 2 è realizzato in corrispondenza dell'atrio delimitato dai nuclei B e C. Il giunto tra i corpi 2 e 3 è realizzato al centro del solaio tra i nuclei C e D. Si può pertanto notare che ad eccezione del giunto in corrispondenza dell'atrio, alle estremità dei corpi i solai aggettano dai nuclei sino ai giunti; è presente poi una zona di solaio che collega i nuclei di ciascun corpo. Per i solai aggettanti, con riferimento alla figura 2, nel corpo 1 il solaio va dall'estremità destra con un solaio che aggetta dal nucleo D sino al giunto; il corpo 3 inizia da sinistra con il solaio che arriva sino al nucleo E e termina all'estremità destra qgettando dal nucleo F. I due nuclei di ciascun corpo sono quindi solidarizzati in pianta dai solai e controventano i solai aggettanti verso l'esterno.

Il modello di calcolo utilizzato per ciascun corpo è mostrato in Fig. 4, con specifico riferimento al corpo 3.

Gli orizzontamenti tra i nuclei sono a struttura mista acciaio calcestruzzo con pilastri in profilati metallici.

La scelta di affidare la resistenza alle azioni orizzontali ai nuclei in cemento armato ha consentito di avere una notevole flessibilità nelle soluzioni distributive dei piani. I pilastri hanno solo la funzione di portare i carichi verticali e funzionano come pendoli. In particolare nel corpo 2 si è potuto eliminare la struttura del primo solaio lasciando solo una passerella di collegamento in corrispondenza del corridoio di piano, ed è stato possibile eliminando alcuni pilastri e rinforzando le travi del 2 solaio ove spiccano alcuni pilastri in falso, inserire al piano terra un volume eterogeneo rispetto al fabbricato, ove è situato il Bar che si presenta circondato dall'acqua di un laghetto artificiale (Fig. 5 - 6).

Le azioni delle armature delle solette degli orizzontamenti sono trasferite ai nuclei con particolari dispositivi di collegamento saldati in opera a piastre annegate nei setti verticali dei nuclei; si garantisce così il trasferimento del taglio di piano (fig.7).

Tra il corpo 1 ed il corpo 2, delimitato dai nuclei B e C è l'atrio, il cui spazio interno è ottenuto eliminando i solai intermedi dal piano primo lasciando il solo orizzontamento di copertura.



Figura 4 – Modello agli elementi finiti utilizzato per l'analisi dell'edificio Principale, in particolare è mostrato il modello del corpo 3



Figura 5 – Vista del corpo 2 dall'esterno con il Bar a pianta circolare inserito al piano terra, mentre superiormente il corpo riprende la forma usuale. Si noti la mancanza dei pilastri al piano terra

In corrispondenza dell'atrio si innestano sul corpo principale due edifici posti trasversalmente, come si vede in Fig.1. Entrambi gli edifici sono più bassi del corpo principale. I corpi 1 e 2, nonché gli edifici trasversali sono tra loro indipendenti strutturalmente. Pertanto la copertura dell'atrio poggia sui nuclei ma deve consentirne gli spostamenti relativi. Essa è realizzata poggiando sui nuclei mediante isolatori sismici. Gli isolatori, grazie alla loro notevole deformabilità orizzontale, consentono i movimenti relativi dei nuclei di appoggio senza indurre elevate sollecitazioni né alla copertura stessa né alle zone di appoggio con i nuclei.



Figura 6 – Modello agli elementi finiti utilizzato per l'analisi dell'edificio del corpo 2



Figura 7 - Facciate esterne dei setti dei nuclei ove sono visibili i piatti annegati di collegamento delle travi e dei pezzi speciali per le armature della soletta



Figura 8 – Soluzione definitiva della carpenteria di copertura dell'atrio con 2 appoggi su isolatori per lato

Le facciate di chiusura dell'atrio, poste al di sopra dei corpi trasversali devono anch'esse consentire gli spostamenti relativi tra i corpi evitando così di danneggiarsi.

La soluzione adottata per la facciata concava verso l'esterno (in basso in Fig. 8) è quella di essere resa solidale ai quattro setti in cemento armato, posti sul filo della facciata concava stessa, tra loro collegati orizzontalmente dalle passerelle in cemento armato che consentono il collegamento ai piani dei corridoi dell'edificio tra corpi 1 e 2. Le passerelle in cemento armato sono continue con i setti che delimitano l'atrio ed hanno un giunto strutturale a metà atrio, pertanto anche la facciata ha un giunto in tale posizione, oltre ad un giunto rispetto alla copertura.

La facciata lato convesso (posta superiormente con riferimento alla figura 8), che si eleva per circa 8 metri al di sopra della copertura del corpo ortogonale adiacente sino alla quota del tetto dell'atrio, si trova tra 4 strutture indipendenti: copertura dell'atrio, nucleo B, nucleo C, edificio ortogonale a quello principale. Le strutture di sostegno verticali della facciata sono per la parte inferiore collegate alla copertura del corpo ortogonale all'edificio principale, da cui spiccano per circa 4.5 metri. La parte superiore è invece costituita, per 3.5 metri, da pilastri che sono collegati alla copertura dell'atrio. La facciata presenta quindi un giunto strutturale orizzontale, 3.5 metri al di sotto della copertura dell'atrio, oltre a giunti verticali in corrispondenza dei nuclei.

3. ESAME DI ALCUNI ASPETTI INNOVATIVI LEGATI ALLA NUOVA NORMATIVA

3.1. Trasferimento delle azioni orizzontali dai solai ai nuclei

La struttura è stata concepita affidando la resistenza alle azioni orizzontali ai grandi nuclei in cemento armato. Le strutture sono gettate in opera. Gli orizzontamenti a struttura mista sono realizzati montando le travi su cui vengono poggiate le predalles prefabbricate in cemento armato, che costituiscono solo le casseforme su cui è gettata la soletta di 9 cm di spessore (figg.3 e 9).



Figura 9 – Vista dall'alto dell'edificio con getto delle solette sulle predalles e travi metalli che per l'appoggio delle predalles

La continuità delle azioni trasmesse dai solai è affidata al tira e spingi delle travi in acciaio (in realtà travi miste acciaio calcestruzzo) e al taglio nel piano (azione inclinata) trasferito dalla soletta orizzontale.

La trasmissione delle azioni di compressione della soletta non dà particolari problemi. Diverso è il problema del trasferimento della azione di trazioni delle armature. In questa opera il trasferimento è affidato a pezzi speciali di carpenteria metallica costituiti da piatti cui sono saldate le armature di continuità con quelle della soletta (figg. 7, 10 e 11). Piastre di ancoraggio sono annegati nei nuclei (fig. 10); a queste, dopo aver montato l'armatura delle solette, si collegano i piatti dei pezzi speciali mediante saldature in opera (fig. 11).



Figura 10 - I pezzi speciali di continuità delle armature delle solette con i nuclei in opera (situazione in sommità)

Le saldature in opera sono progettate in modo da essere notevolmente più resistenti rispetto alle armature di continuità soletta-setti. L'eventuale plasticizzazione avviene nelle armature e non nelle saldature.



Figura 11 - I pezzi speciali di continuità delle armature delle solette con i nuclei prima della messa in opera

3.2. Armature dei nuclei di controvento

Le armature verticali dei setti sono certamente inusuali in quantità rispetto alla tradizione romana, esse spiccano dalle fondazioni senza interruzione per un piano e mezzo, in modo da evitare sovrapposizioni nelle zone cosiddette critiche dei setti di controvento (Fig. 12). Si è così allontanata la sovrapposizione dalla zona di eventuale plasticizzazione. La costruzione diviene senza dubbio più laboriosa, sono infatti necessarie armature di bloccaggio degli spiccati. E' tuttavia da rilevare che, dopo un breve periodo di avvio, questa pratica costruttiva è stata assimilata dalle maestranze senza problemi.

3.3. Isolamento sismico della copertura dell'atrio

La copertura dell'atrio, mostrata in fig. 8 e precedentemente descritta, ha la particolarità di poggiare su strutture, i due nuclei B e C strutturalmente indipendenti, almeno in elevazione. La soluzione pensata inizialmente era quella di un appoggio su un nucleo, quello B di dimensioni maggiori, e di carrelli bidirezionali sull'altro. Si avevano così sollecitazioni di un certo rilievo sugli appoggi fissi, peraltro di difficile valutazione, nel senso che la differenza tra struttura reale e modello poteva essere molto grande. Si è scartata da subito la soluzione a doppio sbalzo dai nuclei con giunto centrale, per la complicazione costruttiva e le notevoli sollecitazioni indotte dalla azione sismica.

La soluzione di una struttura appoggiata su isolatori è sembrata ed è risultata alla prova dei fatti particolarmente attraente. Le sollecitazioni indotte dal moto sismico sono modeste, la struttura è semplice e di fatto simmetrica. Lo schema appoggiato è particolarmente adatto alla tipologia a struttura mista acciaio calcestruzzo in analogia a quanto realizzato nel resto dell'edificio. La velocità di costruzione è elevata.

Si era inizialmente adottata una soluzione a 5 appoggi per lato, come indicato in fig.13.

Il corrispondente modello di calcolo è riportato in figura 14. Le estremità della copertura sono collegate agli appoggi mediante l'imposizione della congruenza tra i vincoli elastici che simulano gli isolatori con adeguata rigidezza sia verticale che orizzontale, a loro volta collegati ai nuclei: in giallo e rosso il nucleo B ed in verde e grigio il nucleo C.



Figura 12 - Armature di spiccato dalle fondazioni in corrispondenza dei setti dei nuclei, si estendono sistematicamente per 1.5 piani

L'azione sismica è imposta sincrona alla base dei nuclei, infatti la fondazione dei due nuclei è collegata senza soluzione di continuità, mentre le strutture in elevazione, incluso il solaio del piano interrato e piano terra, sono dotati di giunti radiali posti pressoché al centro. I nuclei sono molto rigidi, pertanto gli spostamenti attesi alla sommità sono modesti.



Figura 13 – soluzione iniziale della carpenteria di copertura dell'atrio con 5 appoggi su isolatori per lato

In figura 15 è indicata la prima forma modale della sola copertura. Il modello evidenzia la presenza dei pilastri costituenti la struttura portante della porzione superiore della facciata concessa. Il modo è traslazionale. Le sollecitazioni e gli spostamenti sono modesti.

Si è tuttavia rilevato che i cinque appoggi su ciascuna parete danno luogo a possibili sollecitazioni indesiderate sugli stessi per effetto dei diversi spostamenti verticali dei setti divisi in due parti da travi di accoppiamento. I cinque appoggi impongono infatti alla struttura di copertura di seguire le deformazioni verticali dei nuclei facendo nascere sollecitazioni di trazione negli appoggi stessi.



Figura 14 – soluzione iniziale della carpenteria di copertura dell'atrio con 5 appoggi su isolatori per lato

Si è così passati alla soluzione su due soli appoggi riportata in fig. 8, nella quale i movimenti verticali della copertura sono resi indipendenti da quelli dei nuclei. Le rigidezze relative della copertura nei 4 appoggi sono modeste, pertanto non nascono sollecitazioni assiali indesiderate negli appoggi, che restano sempre compressi.



Figura 15 - Prima forma modale della copertura dell'atrio, nel modello originale a 5 isolatori per lato

Le sollecitazioni trasmesse ai nuclei sono del tutto trascurabili. Si ritiene pertanto di aver trovato una soluzione semplice, robusta, nel senso anglosassone di affidabilità dei risultati e rappresentatività del modello di calcolo, e con prestazioni molto buone. La rigidezza alla traslazione in corrispondenza delle azioni del vento è elevata, tra 1.5 e due volte maggiore di quella relativa alle azioni sismiche ultime. Va rilevato che, ai fini del calcolo della risposta della copertura, la risposta strutturale è stata assunta elastica senza riduzioni.

4. CONCLUSIONI

Si sono illustrati alcuni aspetti legati alla realizzazione di un'opera in zona sismica di bassa sismicità, ma di importanza rilevante. In particolare si è presentata una soluzione per il trasferimento delle azioni di taglio orizzontale dai solai in struttura mista acciaio calcestruzzo alle strutture di controvento costituite da setti in cemento armato, si è presentata la soluzione ormai quasi inevitabile di utilizzare armature di spiccato della lunghezza di oltre un piano in corrispondenza delle fondazioni delle pareti ed infine si è illustrato l'uso dell'isolamento sismico fatto per realizzare una copertura in corrispondenza dei giunti sismici di separazione tra corpi strutturalmente indipendenti.

Le soluzioni illustrate sono inusuali rispetto alla tradizione consolidata, tuttavia rappresentano la soluzione di problemi evidenziati dalle nuove richieste normative. Esse sembrano utilizzabili in generale in situazioni analoghe, tutt'altro che infrequenti nella edilizia di questo tipo. Pur se riferite ad una realizzazione in zona sismica di livello moderato, sono state utilizzate per un edificio di importanza rilevante, per il quale le azioni sismiche sono maggiori di quelle relative alla edilizia ordinaria. Si ritiene pertanto che rappresentino un utile riferimento per realizzazioni in zone sismiche anche di elevata pericolosità.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Presidenza del Consiglio dei Ministri OPCM3274
- [2] DM 14 1 2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano: il Progettista Architettonico: 5+1 – Architetto Gianluca Peluffo, il Direttore dei Lavori Architetto Mario Avagnina, l'Impresa di Costruzioni SAC di Roma, per l'assistenza e la gentile concessione di foto ed immagini.

SOSTENIBILITÀ AMBIENTALE DI SCAVI PROFONDI IN AREA URBANA

Bruno Palazzo, Michele Calvello, Massimiliano De Iuliis, Paolo Castaldo

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno

SOMMARIO

In questo articolo è discussa la problematica della valutazione degli effetti sugli edifici circostanti prodotti da scavi profondi in aree urbane con particolare riferimento ai centri storici. La realizzazione di scavi profondi comporta inevitabilmente l'insorgere di un campo di spostamenti in grado di interessare l'edificato circostante. Si descrive un metodo di analisi probabilistica di II livello per la valutazione dei movimenti del suolo e degli effetti sull'edificato adiacente applicato ad un caso studio, confrontando i risultati ottenuti con quelli stimati attraverso metodi empirici largamente adottati. Lo scopo del lavoro è quello di dare un contributo per delineare metodi di stima probabilistica del danno potenziale sull'edificato adiacente gli scavi per diverse profondità e distanze dal bordo allo scopo di fornire criteri a supporto delle decisioni finalizzate a coniugare le esigenze di trasformazione urbana con quelle di protezione dell'ambiente costruito.

SUMMARY

In this paper the problem of evaluating the effects produced by deep excavations on the built environment in urban areas and historical centres is discussed. Deep excavations unavoidably cause a soil movement's field interesting the surrounding buildings. A 2nd level probabilistic analysis of these effects is described for a study case. In particular a comparison between the obtained results and those estimated by using empirical methods, taken from worldwide experiences and widely adopted, is carried out. The aim is to give a contribution in defining probabilistic methods having the aim to predict buildings damage on varying excavation depths and edge distances, and supporting design decisions conjugating the need for both urban development requirements and built environment protecting.

1. ASPETTI INTRODUTTIVI

Nelle grandi aree metropolitane, dove gli spazi vuoti diventano sempre più rari per l'estesa edificazione, la crescente molteplicità delle funzioni urbane comporta che, sempre più spesso, si debba utilizzare la *città di sotto* per alloggiarvi sottoservizi, infrastrutture di trasporto, parcheggi etc. Per realizzare queste opere, importanti per la vita della città contemporanea, è spesso necessario effettuare scavi in aree molto urbanizzate o in centri storici di straordinario valore.

E' ben noto che la costruzione di gallerie relativamente superficiali o di grandi scavi a cielo aperto in terreni sciolti, induce inevitabilmente un campo di spostamenti verticali ed orizzontali alla superficie del terreno. In un ambiente urbanizzato tali spostamenti possono produrre dissesti e danni agli edifici ed alle infrastrutture adiacenti con particolare attenzione ai beni storici monumentali eventualmente presenti. Inoltre, è altrettanto noto che l'esecuzione di scavi profondi espone l'edificato a molteplici rischi durante le fasi di costruzione.

Si impone quindi, nelle fasi preliminari di progettazione, da un lato la previsione dei movimenti prodotti dagli scavi, dall'altro la valutazione della pericolosità geotecnica e dei rischi derivanti da eventi accidentali legati a condizioni difficili di esecuzione.

La vulnerabilità degli edifici nei confronti delle distorsioni del piano fondale è, come è noto, oltremodo variabile: in particolare, quella degli edifici in muratura e delle costruzioni storiche monumentali, può assumere un'importanza determinante sulle scelte in presenza di affreschi o decori di elevato valore storico artistico.

Sul piano delle procedure, è richiesta per alcune opere sotterranee la valutazione d'impatto ambientale secondo quanto previsto dal testo unico ambientale D.Lgs. 152/2006. In sede europea si fa riferimento alla Direttiva 85/337/CEE così come modificata dalla Direttiva 97/11/CEE.

Entrando nel merito delle questioni è ben noto che la previsione dei movimenti del suolo è un'operazione affetta da un elevato livello di incertezza e richiede una pluralità di indagini. La valutazione dei rischi connessi all'esecuzione di opere sotterranee presuppone l'identificazione dei potenziali pericoli e delle loro probabilità di occorrenza, l'analisi delle conseguenze, la predisposizione di sistemi di monitoraggio e di interventi finalizzati ad innalzare la "robustezza" del sistema costruttivo nei confronti di eventi "accidentali". Ad esempio, in terreni a grana grossa sotto falda, venute d'acqua negli scavi possono abbassare pericolosamente i livelli della piezometrica nelle zone circostanti con fenomeni di erosione e trasporto delle particelle più fini. Si cita a titolo di esempio l'incidente occorso di recente durante i lavori per la realizzazione della Stazione di Mercabarna della linea 9 della Metropolitana di Barcellona dove venute d'acqua laterale, difficilmente controllabili, hanno fatto sprofondare di un metro la Calle K della Zona Franca. A fronte di tali incertezze si verificano spesso contenziosi giudiziari di vario ordine e grado che trovano da un lato le amministrazioni e le imprese coinvolte accusate di agire con eccessiva leggerezza e, dall'altro, i residenti delle aree circostanti che si vedono minacciati e danneggiati da opere di cui dovrebbero vantaggiosamente fruire. Si cita ad esempio il caso della linea 1 della Metropolitana di Napoli dove la Procura della Repubblica di Napoli ha seguestrato un tratto di galleria e due cantieri con l'ipotesi di disastro colposo a seguito di esposti da parte degli amministratori dei condomini.

2. METODI EMPIRICI PER LA STIMA DEGLI SPOSTAMENTI INDOTTI DA SCAVI PROFONDI

Uno scavo profondo comporta significative modificazioni dello stato tensionale e deformativo del terreno circostante, moderatamente influenzate dalla qualità delle tecnologie adottate e dalla perizia con la quale vengono svolte le operazioni. La letteratura scientifica presenta diverse metodologie di stima della conca di subsidenza senza considerare eventuali ulteriori effetti dovuti all'abbassamento della piezometrica:

1. Metodo di Peck 1969 [18]: è basato sull'osservazione sperimentale di una considerevole quantità di dati relativamente alla componente verticale del cedimento e sulla classificazione dei terreni in tre categorie (Fig. 1).

2. Metodo di O' Rourke 1981 [16]: è fondato sull'analisi dei cedimenti osservati in scavi condotti a Washington in sabbie addensate e presenza di lenti argillose (Fig. 2).

3. metodo di Clough e O' Rourke 1990 [10]: il metodo adotta un diverso approccio, i cedimenti considerati sono stati ricavati sia dallo studio di dati storici osservati in scavi monitorati sia dai risultati ottenuti attraverso analisi non lineari agli elementi finiti di casi campione. L'analisi dei dati ha portato alla redazione di abachi adimensionali in cui i valori massimi normalizzati degli spostamenti orizzontali sono rappresentati in funzione della rigidezza del terreno.



Figura 1 - Profili di subsidenza adimensionali [18]



Figura 2 - Profili di subsidenza adimensionale di terreni sabbiosi [16]

4. Metodo di Bauer 1984 [2]: si tratta di un metodo semi empirico valido nel caso di depositi sabbiosi. Il metodo assume un profilo di subsidenza di tipo parabolico con valori dei massimi spostamenti uguali a quelli di Peck (Fig. 3). Tuttavia l'estensione laterale della zona interessata dai cedimenti è molto ridotta rispetto alle conclusioni di studi analoghi.

In tutti i casi i cedimenti si smorzano allontanandosi dal fronte di scavo, diventando trascurabili o nulli ad una distanza variabile da 1 a 3 volte la profondità di scavo.

Per quanto attiene alle componenti orizzontali di spostamento, nella maggior parte degli studi sono riportati valori simili agli spostamenti verticali.



Figura 3 - Profilo di subsidenza adimensionale per terreni sabbiosi [2]

3. CASO STUDIO: STAZIONE S. PASQUALE - LINEA 6 METROPOLITANA DI NAPOLI

E' in fase di realizzazione il nuovo tratto della linea 6 della Metropolitana di Napoli il cui tracciato si sviluppa lungo il margine costiero della città in presenza di livelli di falda affiorante. Il progetto [27] prevede la realizzazione di diverse stazioni metropolitane con scavi profondi a cielo aperto tra cui quella denominata S. Pasquale.

La realizzazione della stazione S. Pasquale prevede uno scavo a cielo aperto con forma in pianta rettangolare di

dimensioni 23.6 x 85.5 m², con una profondità massima (H) di scavo di circa 28 m dal p.c. e con bordo scavo posto a circa 16,5 m di distanza dalla cortina edificata dove sono presenti importanti palazzi storico monumentale tutelati come Beni Culturali (Fig. 4).



Figura 4 – Palazzo Ruffo della Scaletta

Lo scavo principale è sostenuto da paratie perimetrali in c.a. con sezione a T, realizzate a pannelli mediante l'utilizzo di idrofrese, che si spingono ad una profondità di circa 50 m dal p.c. per attestarsi nel banco tufaceo. Applicando i diversi metodi empirici esposti al punto 2 si sono ottenuti andamenti dei profili di subsidenza riportati nelle Figure 5, 6.



Figura 5 – Profili di subsidenza dei metodi empirici



Figura 6 – Curve di ugual cedimento Metodo di Peck [18]

4. MODELLO NUMERICO FEM IN REGIME NON LINEARE

I metodi precedentemente esaminati costituiscono degli strumenti di indiscutibile utilità e di comprovata validità nella valutazione, sia pure di massima, dei movimenti del terreno nelle zone adiacenti lo scavo. Essi presentano tuttavia i limiti caratteristici di tutte le procedure di calcolo su base empirica o semiempirica in quanto strettamente applicabili a situazioni geo-strutturali simili a quelle per le quali sono stati proposti. In generale, il problema in oggetto è di notevole complessità, dal momento che la risposta del sistema è influenzata da numerosi fattori quali la geometria, le caratteristiche meccaniche (rigidezza e resistenza) del terreno e della struttura, le modalità di messa in opera dei supporti, le modalità di installazione della parete, etc. [13]

Alla luce di tali considerazioni, per analizzare un dato problema al finito portando in conto le caratteristiche specifiche del sito e del progetto in esame, è necessario ricorrere a metodi numerici che, adottando appropriati modelli costitutivi, schematizzino il terreno come un mezzo continuo deformabile (e.g. FEM). Nei problemi di interazione terreno-struttura, i vantaggi offerti da tali metodi, rispetto agli approcci convenzionali o anche ad altri approcci numerici, consistono essenzialmente in: maggiore completezza dell'analisi della risposta del sistema, grande versatilità nella definizione della geometria della struttura e del sottosuolo e della modellazione delle varie fasi costruttive, possibilità di analizzare situazioni nelle quali la asimmetria delle condizioni di carico e/o delle operazioni di scavo può influenzare notevolmente la risposta del sistema, possibilità di usare modelli matematici anche estremamente complessi per la descrizione del comportamento meccanico del terreno e dell'interfaccia terreno-struttura, possibilità di modellare i processi di natura idraulica associati alla variazione della geometria dei contorni drenanti prodotta dallo scavo [17].

4.1 Modellazione meccanica del terreno

Con riferimento ai movimenti del piano campagna adiacenti lo scavo, le esperienze di letteratura indicano che essi sono effetto di un campo di deformazioni con caratteristiche più simili a quelle di un flusso plastico che non ad una risposta di tipo (ipo)elastico. Pertanto, i modelli costitutivi più adatti ad essere implementati in una analisi numerica di un problema al finito sono quelli derivanti dalle numerose estensioni della plasticità classica [17]

I diversi modelli costitutivi elasto-plastici sviluppati e proposti in letteratura possono essere suddivisi in tre grandi classi: i) modelli "quasi lineari", così denominati da Desai & Siriwarnade, [11], che conservano la struttura del modello elastico ma i cui parametri sono dipendenti dallo stato tensionale e/o deformativo; ii) modelli elasto plastici nonincrudenti, caratterizzati da una superficie di snervamernto fissa e da una legge di flusso dipendente da un solo parametro; iii) modelli elasto plastici incrudenti o softening, caratterizzati da una o più famiglie di superfici limite e/o di snervamento.

L'effetto di diverse ipotesi sulle leggi costitutive deve essere, ad ogni modo, sempre valutato in relazione alla sua capacità di utilizzo per l'analisi del problema finito in esame. Secondo Wroth & Houlsby [24], un modello costitutivo idoneo ad essere utilizzato nelle applicazioni deve essere quanto più possibile "semplice" per determinare i parametri con un modesto numero di prove in sito e/o di laboratorio; essere implementabile in procedimenti numerici di calcolo che nascono dalle richieste degli utenti interessati a risolvere problemi al finito [1].

L'analisi del caso studio presentato nel precedente paragrafo è stata condotta utilizzando il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS (sviluppato da PLAXIS BV). In particolare, delle varie leggi costitutive implementate nel programma di calcolo, sono stati utilizzati due modelli, il modello "Mohr-Coulomb" (M-C) ed il modello "Hardening-Soil" (H-S), rispettivamente appartenenti alla classe dei modelli elasto-plastici non incrudenti ed elasto-plastici incrudenti.

Il modello Mohr-Coulomb è basato su una legame costitutivo elastico perfettamente plastico a cinque parametri: i due parametri elastici modulo di Young E e coefficiente di Poisson, ν ; i due parametri che definiscono la superficie di plasticizzazione l'angolo di attrito, ϕ' , e la coesione, c'; la legge di flusso, che può essere definita dall'angolo di dilatanza, ψ .

Il modello Hardening-Soil [20] si basa su un legame elastoplastico incrudente con un criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb e due famiglie di superfici di plasticizzazione: la "yield cap surface", utilizzata per tener conto delle deformazioni plastiche di tipo volumetrico, e la "shearing yield surface", introdotta per definire le deformazioni plastiche di tipo distorcente. La Figura 7 mostra le due famiglie di superfici nel piano degli invarianti sferico, p', e deviatorico, q. La legge di flusso è di tipo associato sulla "yield cap surface", mentre le deformazioni plastiche associate alla "shearing yield surface" sono calcolate con una legge di flusso non associata e con un potenziale plastico definito in modo tale da assicurare una risposta iperbolica per condizioni di carico di tipo assialsimmetrico.



Figura 7 - Modello Hardening-Soil [8]

I parametri del modello H-S sono dieci: tre parametri di resistenza (ϕ ', c' e R_f), cinque parametri di rigidezza (E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} , E_{oed}^{ref} , v_{ur} e m), l'angolo di dilatanza (Ψ) ed il coefficiente di spinta a riposo (k_0). Dei dieci parametri del modello, i più importanti nelle analisi relative problemi di scavo [8] sono l'angolo di attrito, ϕ ', i moduli di rigidezza E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} , E_{oed}^{ref} (che possono, però, essere correlati l'uno all'altro e quindi essere trattati in maniera non indipendente) ed il parametro m, utile a definire la legge di dipendenza delle rigidezze dal livello tensionale.

4.2 Analisi di sensitività del modello di calcolo

La Figura 8 mostra la mesh del modello, definita adeguata sulla base dei risultati di analisi preliminari condotte con differenti livelli di discretizzazione dove sono simulate 16 fasi costruttive così come descritte nel progetto definitivo [27].



Figura 8 - Mesh del modello relativo al caso studio

Nel modello è stata adottata una stratigrafia costituita da terreno sciolto superficiale fino a 4 m dal p.c., con falda freatica posta ad 1 m dal p.c., sovrastante uno strato di sabbiapiroclastiti (pozzolana) ed uno strato inferiore di roccia tufacea. La presenza degli edifici in muratura è stata schematizzata da carichi uniformemente distribuiti, di entità pari a 15 t/m^2 distanti 16.5 m dal fronte di scavo. Vista la elevata permeabilità dei terreni coinvolti, l'analisi è stata condotta, in ogni fase, in condizioni drenate.

Sulla base delle informazioni desunte dal progetto definitivo, è stata condotta un'analisi di sensitività definendo 8 diverse simulazioni numeriche (Tabella 1) per studiare l'influenza sui risultati di cinque variabili significative del modello: la rigidezza dello strato di sabbia-piroclastiti, "Eter", la quota del passaggio stratigrafico pozzolana-tufo, "quota", la permeabilità relativa degli strati di pozzolana e di tufo k, la legge costitutiva utilizzata per lo strato di pozzolana, "legge" (modello M-C; modello H-S), il valore delle rigidezze degli elementi strutturali, "Estr". Per questa ultima variabile è stata considerata la riduzione delle caratteristiche meccaniche degli elementi strutturali, in funzione della viscosità del cls e della fessurazione.

La Figura 9 riporta i risultati delle simulazioni in un diagramma di cedimenti sul piano campagna in funzione della distanza dal fronte di scavo.

Tabella 1 – Variabili considerate per le otto simulazioni dell'analisi di sensitività

Eter	quota	k	legge	Estr
V	А	0	M-C	Ι
С	А	0	M-C	Ι
С	Α	D	M-C	Ι
С	А	0	H-S	Ι
С	Α	0	H-S	R
С	А	D	H-S	R
С	В	0	H-S	R
С	В	D	H-S	R
	E _{ter} V C C C C C C C C	Eter quota V A C A C A C A C A C A C A C A C A C A C A C A C B C B C B	Eter quota k V A O C A O C A D C A O C A O C A O C A O C A O C A O C A O C A O C B O C B D	Eter quota k legge V A O M-C C A O M-C C A D M-C C A O H-S C A D H-S C B O H-S C B D H-S

* (A = 34 m da p.c.; B = 46 m da p.c.; V = Variabile con la profondità, C = Costante, Permeabilità k: O = Omogenea; D = Disomogenea; Kpozzolana=10Ktufo; Ecls (I=Intere, R=Ridotte))



Nella Figura 9 sono altresì riportate, per confronto, le curve di subsidenza dei metodi empirici descritti nel precedente paragrafo. Dalla Figura 9 è possibile dedurre che il profilo di subsidenza analizzato numericamente nei diversi casi si discosta sensibilmente da quelli dedotti da metodi empirici. Inoltre si osserva che i profili di subsidenza di origine empirica sono risultati, per il caso studio, più cautelativi eccetto che nella valutazione delle distorsioni angolari.



Figura 10 - Rotazioni relative e limiti di letteratura

Dall'analisi di sensitività condotta è possibile affermare che l'aumento del modulo elastico del terreno porta ad una riduzione dei cedimenti e che nel caso di legame costitutivo elastico perfettamente plastico si ottiene a fine scavo un forte recupero dei cedimenti verticali fisicamente non giustificabile.

Una maggiore permeabilità dei due strati superiori comporta un minore abbassamento della piezometrica a monte con conseguente riduzione dei cedimenti ma aumento delle componenti orizzontali. In Figura 10 sono rappresentate le rotazioni relative calcolate per edifici con fondazioni isolate, relative all'ultima fase di scavo, e confrontate con alcuni limiti discussi al punto 6.

5. ANALISI PROBABILISTICA DI II LIVELLO

In considerazione delle incertezze che caratterizzano il problema, è stata sviluppata un'analisi probabilistica considerando come grandezze aleatorie, con distribuzione gaussiana della funzione densità di probabilità, E_{50} , φ' e *K* di tutti gli strati assumendo coefficienti di variazione in accordo con l'analisi di Lumb [15] (Tabella 2).

Tabella 2 – I primi due momenti delle tre grandezze geotecniche considerate variabili aleatorie

	μ	Cv	σ
E ₅₀ (KPa)	50000	30 %	15000
-log (k) (log(m/s))	5	20 %	1
φ'	36	10 %	3.6

Nelle Figure 11, 12 sono rappresentati i profili deformativi del p.c. in termini di componenti verticali ed orizzontali, rispettivamente, nell'ambito di una analisi PEM che prevede l'utilizzo di due valori significativi per ogni variabile aleatoria, per un totale di 8 combinazioni per le tre variabili considerate nell'analisi [9].




Nelle Figure 13, 14 sono rappresentati gli andamenti della rotazione e della curvatura del profilo di subsidenza al variare della distanza dal bordo scavo. Da questi è poi possibile ottenere le funzioni densità di probabilità delle componenti verticale w ed orizzontale u di spostamento del p.c. al variare della distanza dal bordo dello scavo, calcolando il primo e secondo momento delle distribuzioni a partire dai risultati delle 8 combinazioni. In Figura 15 è riportata, a titolo di esempio, la densità di probabilità, assunta di tipo lognormale, per i cedimenti realtivi a x/H=0.714.





Figura 14 - Curvatura lungo il profilo di subsidenza



Figura 15 – Funzione lognormale di densità di probabilità dei cedimenti per x/H=0.714

6. SOGLIE DI DANNO ALL'EDIFICATO

Si riportano alcuni dei molteplici criteri e delle diverse soglie di movimenti del terreno di fondazione proposti da diversi autori per diversi limiti di danno in funzione delle tipologie edilizie. Si osservi che le diverse definizioni di danno dipendono strettamente dalla destinazione d'uso dell'edificio. Ad esempio, un palazzo storico con pareti affrescate subirebbe un danno elevatissimo in comparsa di fessure anche lievi sulle pareti. Per una sintetica descrizione delle diverse soglie adottate in letteratura può farsi riferimento al testo "Geotecnica" di R. Lancellotta [14]. Nel caso di edifici in cemento armato Skempton e MacDonald [22], adottando i simboli e le definizioni riportate in Figura 16, raccomandano valori limite della rotazione relativa β pari ad 1/500 per evitare la fessurazione e dell'ordine di 1/150 per evitare danni strutturali coerentemente anche con i risultati ottenuti da Polshin e Tokar [19]. Per le murature, il rapporto di inflessione considerato da Burland e Wroth [7] con i simboli riportati in Figura 16 non deve superare i limiti $\Delta/L = 2 \times 10$ -4 per L/h=1 e limiti $\Delta/L =$ 4 x 10 -4 per L/h=5 dove h rappresenta l'altezza della costruzione. Correlando i cedimenti differenziali al cedimento verticale massimo secondo lo studio di Grant et al. [12] per fondazioni su sabbie come nel caso studio napoletano le massime rotazioni relative possono essere stimate dall'espressione empirica:

$$\beta_{\rm max} = w_{\rm max} \,/\,15000 \tag{1}$$

Secondo Terzaghi e Peck [23] il cedimento differenziale nelle sabbie è stimabile con il 75% del cedimento massimo e, come Skempton e MacDonald [22], si raccomanda che non si superi il limite di 25 mm per il cedimento differenziale e di 40 mm per il cedimento assoluto.



Figura 16 – Significato delle definizioni [14]

Tabella 3 – Limiti sulle rotazioni relative presenti nell'Eurocodice 7 [26]

Eurocodice 7						
β sta	ato limite di ese	β stato limite ultimo				
1/2000	1/500	1/300	1/150			
0.0005	0.002	0.0033	0.0067			

Tabella 4 - Limiti sulle rotazioni relative presenti in letteratura

Skem MacDona	pton e ald (1956)	Polshin (19:	e Tokar 57)	Burland e Wroth (1974)		
struttur	e in c.a.	struttur	e in c.a	Muri portanti non armati		
β	β	β	β	Δ/L	Δ/L	
SLE	SLU	SLE	SLU	SLE	SLE	
	~			H/L=1	H/L=5	
1/500	1/150	1/500 1/200		1/5000	2/5000	

Tabella 5 – Limiti sui cedimenti assoluti e differenziali presenti in letteratura e nell'Eurocodice 7 [26]

Eurocod	lice 7	Terzaghi e Peck (1948)	Skempton e MacDonald (1956)		
w	Δw	Δw	W	Δw	
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
50	20	25	40	25	

Burland [5], avvalendosi di semplici modelli lineari delle curve di danno per le murature che tengono conto contemporaneamente degli spostamenti verticali ed orizzontali, considera quali parametri distorcenti i fattori di inflessione " Δ/l " e le deformazioni orizzontali " $\varepsilon_H = \varepsilon_x$ " (Fig. 17) e definisce 5 zone rappresentative di livello di danno omogeneo (Tabella 6).



Figura 17 - Curve di danno [5]

Tabella 6 – Descrizione dei livelli di danno [5]

category of	normal degree of	typical crack width
damage	severity	(mm)
0	negligible	<= 0,1
1	very slight	<= 1
2	slight	<= 5
3	moderate	5 - 15
4	severe	15 - 25
5	very severe	> 25

Anche Boscardin and Cording [4] hanno introdotto delle funzioni di danno che tengono conto contemporaneamente degli spostamenti verticali ed orizzontali considerando, rispettivamente, " β " e le deformazioni orizzontali " $\varepsilon_H = \varepsilon_x$ " (Figura 18).



7. PROBABILITA' DI DANNO ALL'EDIFICATO

L'analisi probabilistica di II livello, consente di valutare le probabilità di eccedenza dei limiti di danno discussi al punto 6 assunti da diversi autori per diverse tipologie di edifici.

In Figura 19 sono riportate le funzioni cumulate di probabilità della componente verticale di spostamento a diverse distanze dal bordo scavo. Si osserva, come è logico prevedere, che allontanandosi dal bordo scavo, diminuiscono sensibilmente le probabilità di superare i limiti assunti per tale grandezza.



Figura 19 – Funzioni di probabilità cumulata dei cedimenti assoluti per diversi valori di x/H

Analogamente, sono state calcolate le probabilità di eccedenza dei diversi limiti sulle rotazioni relative riferite ad edifici con fondazioni isolate corrispondenti a stati limite di esercizio ovvero a stati limite ultimi. Per comodità del lettore sono riportati in figura anche le probabilità di riferimento definite dall'EC0 [25] per l'affidabilità strutturale.



L'analisi probabilistica di II livello discussa al punto 5 è finalizzata al calcolo della probabilità di eccedenza dei

differenti limiti di danno proposti. Considerando che i criteri di Burland [5] e Boscardin e Cording [4], riportati al punto 6, per edifici murari adiacenti lo scavo introducono funzionali di danno dipendenti anche dalla deformazione orizzontale $e_{\rm H}$ sono state costruite funzioni di densità di probabilità bivariate D/l $e_{\rm H}$ e b - $e_{\rm H}$ (paragrafo 6), al crescere della distanza dal bordo dello scavo finalizzate a cogliere la probabilità di attingere diversi stati limite di danno.

Nelle Figure 21, 22 sono rappresentate le curve di livello della funzione densità di probabilità bivariata relative ad un edificio che disti, rispettivamente, 20 e 35 m dal bordo dello scavo. Nelle medesime figure sono stati riportati i limiti relativi a diversi livelli di danno secondo Burland [5]. E' stata, così, calcolata la probabilità di eccedenza delle diverse frontiere limite considerando un edificio di circa 20 m di altezza e 30 m di larghezza.

Considerando, invece, come funzionali di danno i domini proposti da Boscardin e Cording [4], sono stati ottenuti analoghi risultati rappresentati nelle Figure 23 e 24.



Figura 21 – Linee di livello funzione densità di probabilità bivariate delle variabili di danno, x/H=0.714



Figura 22 – Linee di livello funzione densità di probabilità bivariate delle variabili di danno, x/H=1.25



Figura 23 – Linee di livello funzione densità di probabilità bivariate delle variabili di danno, x/H=0.714



Figura 24 – Linee di livello funzione densità di probabilità bivariate delle variabili di danno, x/H=1.25

7. CONCLUSIONI

Il problema di prevedere i livelli di danno che può subire un edificato al variare della distanza dal bordo di uno scavo di assegnata profondità è stato affrontato per un caso studio con diverse metodologie di calcolo: i risultati ottenuti evidenziano prima di tutto la straordinaria complessità della problematica per la sensibilità ai numerosi parametri alla base delle procedure di analisi affette inevitabilmente da incertezza. Ne deriva pertanto che i risultati assumono rilevanza solo se letti come contributo nell'ambito di una più vasta casistica di letteratura e per l'introduzione di alcuni aspetti probabilistici del metodo di stima.

Nel caso studio l'area interessata dalla subsidenza dedotta attraverso metodi numerici FEM è risultata estesa quanto quella prevista attraverso il metodo empirico proposto da Peck [18], più contenuta in ampiezza ma di forma differente.

Nello studio qui presentato, la vulnerabilità degli edifici ai movimenti fondali, è stata presa in conto utilizzando diversi funzionali di danno presenti in letteratura; è auspicabile che su tale tema si proceda ad una revisione con la definizione di nuovi e più avanzati funzionali di danno.

Nel caso studio esaminato, le analisi condotte indicano che, localizzando uno scavo profondo ad una distanza dall'edificato inferiore alla massima profondità dello stesso, la probabilità di eccedenza dei limiti dei parametri distorcenti, risulta particolarmente elevata. Tale probabilità si riduce drasticamente a distanze pari a due volte la profondità di scavo. In conclusione, tanto più incerte risultano le metodologie predittive del danno atteso, tanto più appare necessario, per il principio di cautela, inserire nelle norme esplicite e chiare limitazioni in termini di distanza da edificati storici in presenza di edifici tutelati come Beni Culturali rapportati alle profondità di fondo scavo ed alle caratteristiche dei terreni interessati.

BIBLIOGRAFIA

- AVERSA, S. (1997) Aspetti sperimentali e modellazione nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi, IV Convegno Nazionale dei Ricercatori Universitari, Perugia 16-17 ottobre 1997, volume II, 121-207.
- [2] BAUER, G. E. (1984) Movements associated with the Construction of Deep Excavation, Proc. 3rd Int. Conf. Ground Mov. And Structures, Cardiff, 694-706.
- [3] BOONE, S.J. (2001) Assessing Construction and Settlement-induced Building Damage: a return to Fundamental Principles, Proceedings, Underground Construction, Institution of Mining and Metalurgy, London, 559-570.
- [4] BOSCARDIN, D. M. and CORDING, E.J. (1989) Buildings Response to Excavation-Induced Settlment, J. of Geotechnical Engineering, ASCE, 115(1), 1-21.
- [5] BURLAND, J.B. (1995) Assessment of Risk of Damage to Buildings due to Tunnelling and Excavations, Proc. 1st Conf. Earthquake Geotechnical Engineering, IS-Tokyo, 155-162.
- [6] BURLAND, J.B., MAIR, R.J. and STANDING, J.R. (2004) – Ground Performance and Building Response due to Tunnelling, Advances in Geotechnical Engineering, The Skempton Conf., Thomas Telford London, 291-342.
- [7] BURLAND, J.B. and WROTH, C.P. (1974) Settlement of Buildings and Associated Damage, SOA Review Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, Penetech Press, London, 611-654.
- [8] CALVELLO, M. and FINNO, R.J. (2004) Selecting parameters to optimize in model calibration by inverse analysis, Computers and Geotechnics, Vol. 31, Issue 5, 411-425.
- [9] CHRISTIAN, J.T. and BAECHER, G.B. (2002) The Point-estimate Method with large Numbers of Variables, International Journal for numerical and Analytic Methods in Geomechanics, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 1515-1529.
- [10] CLOUGH, G.W. and O'ROURKE, T.D. (1990) Construction Induced Movements of Insitu Walls, Design and Performance of Earth Retaining Structures, Lambe & Hansen eds, Ithaca, ASCE GSP 25, 430-470.
- [11] DESAI, C.S. and SIRIWARDANE, H.J. (1984) Constitutive Laws for Engineering Materials with

Emphasis on Geologic Materials. Prentice-Hall, Inc.

- [12] GRANT, R. and CHRISTIAN, J.T. and VANMARCKE, E.H. (1974) – Differential Settlement of Buildings, J. of the Geotech. Eng. Div., ASCE, 100(9), 973-991.
- [13] HIGHT, D.W. and HIGGINS, K.G. (1995) An approach to the prediction of ground movements in engineering practice: Background and Application, Keynote Lecture 7, IS Hokkaido:2, Balkema, 909-946.
- [14] LANCELLOTTA, R. (2004) Geotecnica, III edizione, Zanichelli.
- [15] LUMB, P. (1974) Application of Statistic in Soil Mechanics, Chapter 3 in Soil Mechanics: New Horizons, I.K. Lee, ed., Newnes-Butterworth, London, 44-112.
- [16] O'ROURKE, T.D. (1981) Ground Movements caused by Braced Excavations, Journal of The Geotechnical Engineering Division, ASCE 107, n. GT9, 1159-1179.
- [17] PANE, V. and TAMAGNINI, C. (1997) Problemi generali della analisi delle opere di sostegno, IV Convegno Nazionale dei Ricercatori Universitari, Perugia 16-17 ottobre 1997, volume II, 7-120.
- [18] PECK, R.B. (1969) Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground, State of The Art, Proc. V ECSMFE, Madrid, 225-290.
- [19] POLSHIN, D. E. and TOKAR, R. A. (1957) Maximum Allowable Non-uniform Settlement of Structures, Proc. 4th Int. Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Butterworths Scientific Publications, 402-405.
- [20] SCHANZ, T., VERMEER, P.A. and BONNIER, P.G. (1999) – The Hardening Soil Modell - Formulation and Verification, Proceedings Plaxis Symposium, Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Amsterdam, Rotterdam: Balkema, , 281-296.
- [21] SIMPSON, B., O'RIORDON, N.J. and CROFT, D.D. (1979) – A Computer Model for the Analyses of Ground Movements in London Clay, Geotechnique 29, 149-175.
- [22] SKEMPTON, A.W. and MACDONALD, D.H. (1956) The allowable Settlements of Buildings, Proc. Inst. Of Civ. Engrs, Part III, n. 5, 727-768.
- [23] TERZAGHI, K. and PECK, R.B. (1948) Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, New York.
- [24] WROTH, C.P. and HOULSBY, G.T. (1985) Soil Mechanics Property Characterization and Analysis Procedures, Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Fndn Engng, San Francisco, Vol. 1, 1-55.
- [25] EUROCODICE 0 (1990) Eurocode Basis of structural design, ENV 1991-1:1994, CLASSIFICAZIONE ICS 91.010.30.
- [26] EUROCODICE 7 (1997) Progettazione Geotecnica, Parte Ia: Regole Generali, UNI ENV 1997 - 1, CLASSIFICAZIONE ICS 91.060; 91.120.20.
- [27] ANSALDO TRASPORTI SISTEMI FERROVIARI (2005) – Progetto Definitivo Linea 6 Metropolitana di Napoli.

IMPIEGO STRUTTURALE DEI CALCESTRUZZI TERMICAMENTE ISOLANTI

Marisa Pecce, Stefano Acierno, Francesca Ceroni

Dipartimento di Ingegneria, Università del Sannio, Benevento

SOMMARIO

Questo lavoro analizza il settore dell'edilizia sostenibile con particolare riferimento ai calcestruzzi strutturali leggeri che combinano una adeguata resistenza strutturale a capacità di isolamento termico. Si analizzano in particolare tre diversi tipi di calcestruzzi leggeri (con inerte leggero, con aggiunta di polistirene e cellulari). Dopo la descrizione dei materiali, e delle tecniche di preparazione, si riporta una sintesi delle proprietà (conducibilità termica e resistenza a compressione) dei prodotti disponibili sul mercato italiano. I dati relativi ai prodotti commerciali ed i dati disponibili sulla letteratura tecnica suggeriscono che le proprietà di questi materiali dipendono solo dalla densità e sono indipendenti dalla tipologia del calcestruzzo.

SUMMARY

In this paper we analyze the field of sustainable constructions focussing, in particular, on structural lightweight concretes, which combine both thermal insulation and structural capacities. We analyze three types of lightweight concretes (lightweight aggregate concrete, concrete with expanded polystyrene, and cellular concrete). In a first part the three materials are described and the properties (i.e., thermal conductivity and strength) of products available in the Italian market are presented. In a second part, thermal conductivity and compressive strength data are compared with data from technical literature. Data suggest that the properties of this material do depend only on the density and are independent of the type of concrete.

1. INTRODUZIONE

L'attuale situazione delle fonti di energia non rinnovabile indica con chiarezza che il problema dell'ecosostenibilità non deve più essere trascurato in nessuna delle sue sfaccettature, nemmeno quella apparentemente meno importante. D'altra parte il concetto di sostenibilità non può essere considerato nuovo poiché è stato introdotto più di venti anni fa; nel 1987 Gro Harlem Brundtland, coordinatrice della Commissione mondiale sull'ambiente e lo sviluppo (WCED), in un rapporto indirizzato al segretario generale dell'Organizzazione delle Nazioni Unite:

"lo sviluppo sostenibile è uno sviluppo che soddisfa i bisogni del presente senza compromettere la possibilità delle generazioni future di soddisfare i propri bisogni".

Da questa definizione si evince che il concetto deve pervadere qualsiasi settore in cui venga impiegata una risorsa che, da un lato, potrebbe attingere a fonti non rinnovabili e, dall'altro, produrre modifiche al sistema ambiente.

Nell'ambito dell'edilizia i dati attuali, sintetizzati nel paragrafo successivo, indicano chiaramente che l'isolamento termico può incidere in maniera sostanziale sul risparmio di energia e quindi sulla sostenibilità delle costruzioni.

Pertanto negli ultimi anni l'attenzione di committenti, progettisti e industria dei materiali da costruzione si sta focalizzando sempre di più sull'uso di materiali e sistemi che possano esaltare le capacità di isolamento termico degli elementi che costituiscono l'involucro edilizio. Tale involucro separa l'interno dell'edificio, dove sono richieste specifiche condizioni di benessere, dall'ambiente esterno, dove vi sono le condizioni climatiche naturali, deve limitare il più possibile il passaggio di calore.

Tuttavia non bisogna dimenticare che gli elementi che costituiscono l'involucro edilizio devono avere anche dei requisiti strutturali e funzionali.

Analogamente gli studi relativi alle proprietà strutturali e funzionali spesso non considerano la prestazione in termini di isolamento; pertanto le soluzioni disponibili sul mercato non sempre sono soddisfacenti per tutti gli aspetti coinvolti o analogamente alcune prestazioni sono ritenute trascurabili.

L'analisi di materiali e componenti nuovi dovrebbe essere svolta mediante un approccio interdisciplinare che sappia trovare l'ottimizzazione della soluzione senza privilegiarne una in base alla competenza di chi l'analizza.

In particolare il fenomeno che si osserva maggiormente è un approccio relativo solo alle proprietà isolanti di alcuni elementi costruttivi, tralasciandone spesso il compito strutturale e funzionale, mentre per i materiali e gli elementi che hanno una funzione più evidentemente strutturale sono pochi gli studi finalizzati a migliorarne le proprietà di isolamento termico.

In questo lavoro si affronta, attraverso uno stato dell'arte, il problema della conducibilità di un calcestruzzo che venga impiegato in elementi con funzione strutturale. In particolare dopo un inquadramento generale della problematica facendo cenno all'importanza del risparmio energetico nell'edilizia, si analizzano alcuni calcestruzzi portando avanti il dualismo della sua funzione.

Questo studio rappresenta il primo passo di una ricerca che necessariamente deve svilupparsi con sperimentazioni di laboratorio, ma è indispensabile per un inquadramento iniziale che focalizzi bene il campo di azione e i limiti dell'obiettivo.

2. IL RISPARMIO ENERGETICO IN EDILIZIA

I consumi energetici in Italia sono ripartiti in modo più o meno uguale tra industria, trasporti e settore civile. I consumi energetici finali per uso civile oscillano tra il 25 ed il 30% dei consumi energetici totali; circa due terzi sono relativi al settore residenziale e il terzo restante riguarda il settore terziario.

Dei 190 milioni di TEP (Tonnellate Equivalenti di Petrolio) consumate annualmente, circa 28 milioni sono riconducibili agli usi residenziali, con un tasso di crescita annuo del 2%, contro l'1% dell'incremento generale italiano del consumo di energia. Più del 50% dei consumi residenziali anzidetti, sono imputabili al riscaldamento/raffrescamento degli edifici.

Questo produce l'emissione in atmosfera di tonnellate di sostanze inquinanti, mettendo l'attività residenziale al secondo posto dopo quella dei trasporti, in fatto di inquinamento. Dato il peso del residenziale sulla domanda complessiva di energia emerge con chiarezza l'importanza di concentrarsi sull'analisi dei consumi energetici in questo settore.

Il consumo energetico residenziale può essere suddiviso in 4 macro-gruppi: riscaldamento, usi cucina, usi elettrici obbligati e acqua calda. La maggiore quota riguarda la voce riscaldamento (70%) seguita da usi elettrici obbligati (15%), produzione di acqua calda per uso sanitario (10%), uso cucina (5%).

E' semplice dedurre che il maggior risparmio energetico è conseguibile sulla voce riscaldamento che rappresenta il 70% del totale dei consumi energetici residenziali e che vede la possibilità di un risparmio potenziale, con l'adozione di tutti i corretti dispositivi di isolamento termico negli edifici. E' il settore nel quale sembra più importante realizzare uno sforzo innovativo sia per il riscaldamento che per il raffrescamento degli ambienti.

In conclusione per gli edifici di nuova costruzione e per gli interventi di manutenzione e recupero sarà importante promuovere l'adozione di tecniche edilizie e materiali innovativi che oltre ad una elevata compatibilità ecologica abbiano buone capacità di isolamento termico.

Il principio della sostenibilità precedentemente introdotto si rivela quindi pienamente applicabile al mondo delle costruzioni che deve cercare di evolversi intraprendendo un cambiamento radicale rispetto alla vecchia concezione di costruire. Si deve perseguire il benessere, lo sviluppo e l'innalzamento del livello di valori estetici, funzionali, prestazionali, senza compromettere la disponibilità di risorse energetiche e l'ambiente.

Nelle costruzioni convenzionali i materiali sono tipicamente valutati solo secondo il costo di base primario, senza prendere in considerazione i costi ambientali e sociali relativi alla loro produzione, uso e destinazione. Una progettazione attenta alle esigenze di tutela ambientale deve utilizzare materiali e componenti edilizi le cui caratteristiche permettano, per l'intero ciclo vita del prodotto, di contribuire in maniera significativa al miglioramento dell'ambiente. Un materiale da costruzione sostenibile può costare di più in termini di approvvigionamento e installazione rispetto ad un'alternativa che considera solo il costo primario, ma avrà i suoi vantaggi nel lungo termine

Tuttavia il giusto inquadramento degli aspetti che devono essere curati per garantire un corretto impatto ambientale spesso oscura in modo totale ed erroneo il ruolo strutturale che hanno alcuni materiali e componenti. Analogamente, i materiali strutturali vengono talvolta esclusi dalla possibilità di migliorare le proprietà termofisiche e tutte le funzioni vengono attribuite solo ai sistemi di rivestimento.

3. I CALCESTRUZZI ISOLANTI

3.1 Classificazione

I calcestruzzi speciali che hanno maggiori capacità di isolamento termico sono di diverso tipo e si ottengono modificando i componenti o la tecnologia di realizzazione. Tuttavia è possibile individuare una caratteristica comune che li rende diversi dal calcestruzzo ordinario e che, in modo più o meno marcato, consente una riduzione della conducibilità termica. L'incremento delle capacità termoisolanti è collegato ad una riduzione di densità che, parallelamente, provoca una riduzione di resistenza meccanica. La riduzione di densità può essere ottenuta in tre modi:

- sostituendo gli aggregati normali con aggregati leggeri, naturali o artificiali; ottenendo i cosiddetti calcestruzzi leggeri.
- Sostituendo ad una parte degli aggregati normali con polistirene espanso.
- 3) Aumentando la porosità della matrice con apposite tecnologie ed ottenendo i calcestruzzi cellulari.
- 4) Miscelando pasta di cemento ed aggregati grossolani, senza l'impiego di sabbia, in proporzioni tali da ottenere dei macro-vuoti all'interno dell'impasto; si ottengono in questo modo i cosiddetti calcestruzzi alveolari.

Nel seguito si riportano sinteticamente le caratteristiche delle prime tre tipologie di calcestruzzi, che attualmente sono quelli più diffusi e basati su tecnologie consolidate, facendo riferimento sia alla resistenza meccanica a compressione che alla conduttività termica. Quest'ultima rappresenta, come è noto, la potenza termica per unità di superficie che attraversa il materiale di spessore unitario sottoposto ad un gradiente di temperatura unitario. Si deve comunque sottolineare che la compressione del calcestruzzo resistenza а pur in modo significativo le proprietà tratteggiandone meccaniche, non è del tutto esauriente in quanto altre caratteristiche (come il modulo elastico, l'aderenza acciaio calcestruzzo, la resistenza a trazione, il ritiro e la viscosità) possono risentire della tipologia di materiale in modo diverso e più incisivo della resistenza a compressione, inficiando le prestazioni strutturali del calcestruzzo armato realizzato con esso. Inoltre risultano generalmente inadeguate le formule comunemente utilizzate per correlare queste grandezze alla resistenza a compressione nel caso del calcestruzzo ordinario.

Infine non si deve dimenticare che il calcestruzzo ha il compito di proteggere l'acciaio dalla corrosione e garantire un' adeguata durabilità alla struttura. Pertanto l'utilizzazione di un materiale in cui viene sostanzialmente esaltata la porosità per migliorarne la capacità di isolare termicamente, necessita di una attenta revisione dei dettagli costruttivi orientati alla protezione dell'acciaio.

3.2 Calcestruzzi leggeri

Con la denominazione calcestruzzi leggeri si indicano calcestruzzi, strutturali e non, aventi densità inferiore a quella del calcestruzzo ordinario (~2400 kg/m³). In particolare, secondo la UNI 7548 [1], si definiscono tre categorie di calcestruzzi leggeri:

1) leggero non strutturale, LC_1 , avente massa volumica media inferiore a 1200 kg/m³ e resistenza caratteristica

inferiore a 15 MPa.

Calcestruzzo leggero strutturale, avente massa volumica compresa tra 1200 e 2000 kg/m³, suddiviso in due categorie:

2) avente resistenza caratteristica compresa tra 15 e 25 MPa, denominato LC_2 ;

3) avente resistenza caratteristica superiore a 25 MPa, denominato LC_3 .

I primi utilizzi noti di calcestruzzi, prodotti impiegando aggregati leggeri naturali, risalgono a più di 2000 anni fa. Si ricordano ad esempio il porto di Cosa 273 a.C., il Pantheon 27 a.C., il Colosseo 80 d.C. In epoca moderna i primi utilizzi di calcestruzzi leggeri risalgono ai primi anni del '900 nel settore navale (il primo brevetto per la produzione di argille, scisti ed ardesie espanse è del 1918). Nel caso delle costruzioni navali la minore densità è una proprietà fondamentale, che ha dato spunto ad analisi economiche e scientifiche per verificarne la convenienza anche nella costruzione degli edifici. Avendo rilevato che la riduzione delle masse consente di ridurre gli ingombri degli elementi strutturali, di avere edifici più alti, di avere minori masse in caso di eventi sismici, di ridurre i costi del trasporto e della messa in opera, gli studi sulla tecnologie e le proprietà del materiale sono prolificati.

Inerti leggeri (di tipo naturale come le pomici e i lapilli, o artificiali come l'argilla e la perlite espanse) sono caratterizzati da una elevata porosità, da una ridotta densità e, quindi, anche da una resistenza meccanica minore di quella degli inerti tradizionali.

Le prime realizzazione negli anni 20 guardano gli edifici come il Park Plaza Hotel in St. Louis e il Soutrwestern Belle Telephone Building in Kansas City, ma subito negli anni trenta il calcestruzzo leggero appare conveniente per le strutture da ponte.

Dopo 20 anni dalle prime idee vengono fornite indicazioni sui materiali e le caratteristiche, si effettuano prove sulle diverse caratteristiche tra cui anche la fatica per l'utilizzazione nelle strutture da ponte [2]. Anche se lo scopo principale che aveva spinto a considerare questo tipo di calcestruzzo era la leggerezza, già da allora si rileva anche la riduzione della conducibilità termica [3].

Nel 1967 viene definito dalla commissione 213 istituita nel 1946 dall'ACI un documento [4] che esamina in dettaglio il materiale a partire dalla tecnologia fino alle varie proprietà; anche in questo caso viene rilevata la possibilità ridurre fino al 50% la conducibilità termica.

Numerosi sono gli studi che si sono sviluppati nel tempo e che hanno riguardato i diversi aspetti coinvolti nell'impiego strutturale (aderenza, duttilità per l'applicazione in zona sismica, durabilità, resistenza al fuoco, problemi di connessione per l'impiego nelle strutture composte, ecc ...), che proseguono studiando miscele innovative [5]. La Commissione ACI ha proseguito le sue attività tenendo aggiornate le linee guida per la progettazione. In Italia sono numerosi gli studi sul calcestruzzo leggero [6] e la possibilità di utilizzo appare esplicitamente anche a livello normativo italiano [7].

In conclusione i limiti per definire il calcestruzzo leggero strutturale sono sostanzialmente ancora quelli del 1967 [4]:

"Structural lightweight aggregate concretes are defined as concretes having a 28-day compressive strength in excess of 2500 psi (175kgf/cm²) and a 28-day, air-dry unit weight not exceeding 115 pcf (1850 kg/m³)".

Accanto alla quale i dati sperimentali indicavano una conducibilità termica che poteva essere ridotta fino a circa 0,45W/mK.

3.3 Calcestruzzi cellulari

I calcestruzzi cellulari che in Italia stanno entrando in modo più massiccio nelle applicazioni solo recentemente, e che non trovano ancora uno spazio per l'impiego strutturale come c.a., trovano le radici in Europa già nei primi decenni del secolo, in particolare in Svezia. Una breve sintesi della storia dei calcestruzzi ed un' ampia bibliografia è contenuta in [8] insieme alla descrizione delle tecniche di produzione, mentre in [9] sono sintetizzate le proprietà.

Le tecniche di produzione del calcestruzzo cellulare si possono raggruppare in due sole categorie finalizzate ad ottenere l'incorporazione di bolle d'aria all'interno della matrice del calcestruzzo. La formazione di aria può essere ottenuta: 1) facendo avvenire nella pasta o nella malta, mentre quest'ultima si trova ancora allo stato liquido o plastico, una reazione chimica che sviluppi sostanze gassose; 2) incorporando all'interno dell'impasto una schiuma preformata stabile oppure tramite l'aggiunta di un additivo aerante. Un metodo per produrre il calcestruzzo cellulare del primo tipo consiste nell'introdurre nella miscela una polvere fine di alluminio metallico che, reagendo con l'idrossido di calcio e con le altre sostanze alcaline presenti durante l'idratazione del cemento, produce bolle di idrogeno. Dopo lo sviluppo del gas la miscela viene versata in stampi e fatta maturare per alcune ore. Successivamente il materiale viene sformato e tagliato (in lastre o blocchi) prima di essere inviato alla fase di maturazione vera e propria che avviene ad elevate temperature in presenza di vapore d'acqua sotto pressione (in autoclave). Il secondo tipo di calcestruzzo cellulare si può produrre direttamente in cantiere tramite l'aggiunta di agenti aeranti e miscelazione ad elevata velocità oppure incorporando all'impasto una schiuma stabile formata altrove.

Il campo delle densità che si possono ottenere è molto ampio 100–1500kg/m³ con resistenze a compressione che per le densità maggiori possono comunque arrivare ad un valore di 15 MPa.

Anche in questo caso oltre alla riduzione del peso si rileva un riduzione della conducibilità termica, che per le densità più basse conferisce al materiale il ruolo di vero e proprio isolante senza caratteristiche strutturali.

Oggi trova quindi un ampio spazio per la realizzazione di massetti per solai nel caso delle resistenze minori, ma anche di blocchi per tamponature nel caso di una maggiore prestazione strutturale.

Attualmente gli studi riguardano principalmente il materiale e non il comportamento di eventuali elementi strutturali armati.

3.4 I calcestruzzi con polistirene

Questa ultima tipologia esaminata per contemperare esigenze strutturali con capacità termoisolanti si può ritenere una scoperta più recente nel settore del calcestruzzo. Infatti i primi impieghi risalgano agli anni 60' ma la loro diffusione è ancora limitata.

Gli studi infatti riguardano ancora sostanzialmente il materiale, come per il calcestruzzo cellulare, rimanendo ancora nel settore della tecnologia del materiale, anche se caratterizzato per aspetti meccanici. Tuttavia si deve osservare che l'approccio ad oggi non è ancora interdisciplinare, infatti nelle numerose ricerche condotte su miscele di calcestruzzo con polistirene solo in pochi casi sono indagate insieme le caratteristiche termofisiche e quelle meccaniche [10]. Le miscele analizzate contengono spesso aggiunte di fibre o ceneri volanti [11, 12, 13, 14, 15] per migliorare le proprietà meccaniche.

Il materiale si ottiene introducendo nel calcestruzzo granuli di polistirene espanso in sostituzione di parte degli aggregati grossolani. Variando la quantità di polistirene utilizzato si può realizzare un'ampia gamma di densità e di proprietà meccaniche. Le uniche difficoltà da affrontare nella preparazione di questi conglomerati sono legate alla natura idrofoba del polistirene ed alla sua galleggiabilità. Pertanto è necessario trattare la superficie dei granuli di polistirene e/o aggiungere tensioattivi ed additivi alla miscela.

I numerosi problemi relativi all'utilizzazione strutturale nelle costruzioni in c.a. sono a livello embrionale e quindi sono limitati gli studi su elementi armati realizzati con questo calcestruzzo speciale [16].

Per quanto riguarda la fascia di densità in cui si muovono i calcestruzzi con polistirene attualmente si deve considerare che può essere molto variabile (200–1800kg/m³) come nel caso precedente di calcestruzzo cellulare.

Anche in questo caso la riduzione di densità corrisponde alla perdita di resistenza fino ad uscire dalla possibilità di definire il materiale strutturale e utilizzarlo per elementi armati.

4. PRODOTTI DISPONIBILI SUL MERCATO

Allo scopo di individuare lo stato attuale di produzione di calcestruzzi con proprietà isolanti si è effettuata un'ampia indagine sui prodotti presenti sul mercato in Italia.

Si è rilevato che vi sono molte società che producono miscele di calcestruzzi con proprietà isolanti migliori di quelle dei calcestruzzi ordinari. Si tratta in particolare dei tre tipi di calcestruzzo introdotti nel paragrafo precedente; tuttavia si deve sottolineare che non sempre questi prodotti vengono presentati in base ad entrambe le caratteristiche. Infatti alcuni hanno prevalentemente una prestazione isolante ma le resistenze sono molto modeste e quindi non vengono fornite dal produttore non essendo un requisito di progetto.

Analogamente altri prodotti hanno buone proprietà isolanti perché sono alleggeriti ma sono stati messi sul mercato come materiali strutturali caratterizzati solo da un peso specifico minore e quindi finalizzati a progetti in cui sia richiesto un contenimento delle masse; in questo caso non sono disponibili le proprietà termiche.

In conclusione le due proprietà sono disponibili per lo stesso prodotto nella maggioranza dei casi ma non sempre.

Allo scopo di individuare un parametro globale che sia significativo di entrambe le prestazioni e quindi consenta in modo semplice una ottimizzazione del loro accoppiamento, per tutti i prodotti reperiti sul mercato i valori della conducibilità termica e della resistenza a compressione cubica caratteristica al variare della densità della miscela secca sono stati riportati su due grafici diagrammati in figura 1 e 2, rispettivamente.

Il valore di densità considerato per stabilire la relazione con la conducibilità arriva fino a 2400 kg/m^3 , che corrisponde ad un calcestruzzo di peso normale.

Sul grafico di Figura 1 è riportata anche una curva di regressione di tipo esponenziale che mostra un elevato coefficiente di regressione.

Per la resistenza cubica a compressione (R_{ck}) sono stati considerati valori della densità fino a 1500 kg/m³, perché per densità anche di poco superiori si possono raggiungere resistenze molto diverse secondo la miscela utilizzata, a parità di densità. Anche per la resistenza a compressione si è ricavata la curva di regressione (Fig. 2).

Per avere una comparazione immediata dell'andamento delle due proprietà si riportano sullo stesso grafico in Figura 3 la resistenza meccanica e l'inverso della conducibilità, cioè la resistività, sempre al variare delle densità.

Dal confronto si osserva che per avere una resistenza a compressione di almeno 15 MPa (cioè per definire strutturale il calcestruzzo) si ottiene una resistività termica non superiore a 3 e quindi una conducibilità di 0,33 W/mK, che è circa 5 volte più bassa di quella di un calcestruzzo ordinario. Le curve proposte per il calcestruzzo assumono come unica variabile la densità, indipendentemente dal tipo di miscela.



Figura 1 - Dati su conducibilità e densità





5. CONFRONTO CON DATI DI LETTERATURA

In Figura 4 e 5 la relazione proposta viene confrontata con alcune curve disponibili in letteratura ma riferite specificamente ad ognuna delle tre tipologie di calcestruzzo.

Le curve introdotte sono quelle sviluppate per campi di variazione della densità abbastanza ampi sulla base di numerosi dati sperimentali. Ulteriori informazioni sono state ricavate da altri autori, portando in parallelo le indagini sulla conducibilità e sulla resistenza meccanica ma generalmente per campi di densità più ristretta [10].

In Figura 4 le curve di letteratura sono state riportate per il calcestruzzo leggero e per quello cellulare, poiché nel caso di calcestruzzo con EPS non vi sono ancora dati consolidati; le due curve relative al calcestruzzo cellulare appaiono molto diverse in quanto questa tipologia di materiale può essere realizzata con diverse miscele e tecniche di maturazione. Dalla Figura 4 si osserva che per la conducibilità la curva ottenuta per i prodotti di mercato, inglobando le tre tipologie di calcestruzzo, è in accordo con quelle di letteratura.

Per la resistenza in Figura 5 sono state introdotte due

curve per il calcestruzzo cellulare, poiché la tecnologia di realizzazione può condurre a risultati notevolmente diversi.

Si osserva infatti che una curva relativa al calcestruzzo cellulare non autoclavato [17] si discosta dagli altri tipi di miscela individuando valori molto bassi a parità di densità. L'altra curva invece [8] fornisce risultati molto simili a quelli delle altre tipologie e della curva dei prodotti.

Tenendo conto di questa ultima considerazione anche per la resistenza la curva dei prodotti appare significativa dei diversi tipi di calcestruzzo assumendo come variabile solo la densità. Tuttavia si deve sottolineare, come osservato anche da altri autori [10], che all'aumentare della densità si può avere una notevole variazione di resistenza sia in base alla miscela che alle modalità di maturazione, mentre è minore il campo di variazione della conducibilità.

La possibilità di avere una curva che riesca a cogliere la variazione di conducibilità in funzione della sola densità, fornisce l'opportunità di valutare questa proprietà in modo molto semplice per completare le prestazioni del materiale anche nel campo dell'isolamento termico. Nel caso della resistenza invece la relazione ottenuta è indicativa ma sicuramente è possibile avere miscele con resistenza maggiore; ad esempio in [15] vengono messe a punto miscele di calcestruzzo con EPS con resistenza maggiori di 20 MPa e con densità di circa 1000 kg/m³.

E' chiaro che per l'uso strutturale del materiali in elementi armati accanto alla resistenza a compressione del calcestruzzo devono essere esaminate molte altre proprietà che governano i meccanismi resistenti allo stato limite ultimo e le condizioni di servizio.

In ogni caso in base ai dati di conducibilità e resistenza, si può osservare che pur riducendo la conducibilità a circa il 25% passando da un calcestruzzo ordinario ad uno con densità 1500kg/m³, che certamente può raggiunge resistenze adeguate per l'impiego strutturale, si tratta di un valore circa 10 volte più grande di un materiale isolante come il polistirene espanso. Pertanto per ottenere lo stesso isolamento sono necessari spessori 10 volte maggiori di calcestruzzo rispetto a quelli dei materiali utilizzati come rivestimento (cappotto). Quindi l'uso di un calcestruzzo con caratteristiche isolanti non si può ritenere sostitutivo dei rivestimenti ma certamente rappresenta un valore aggiunto per la costruzione. Inoltre si deve considerare che trattandosi di un miglioramento delle proprietà del materiale strutturale la sua efficacia non è legata ai sistemi di applicazione dei rivestimenti ed al loro degrado, ma è una caratteristica intrinseca della costruzione.

6. CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

La sintesi svolta con riferimento a tre tipi di calcestruzzo in cui la miscela è finalizzata sia alla riduzione di peso che alla riduzione della conducibilità ha evidenziato diversi aspetti interessanti, anche se si deve ritenere solo uno studio preliminare che non può condurre a delle conclusioni sull'impiego dei materiali esaminati.

Le tecnologie più comuni per incrementare la porosità sono sostanzialmente due, la sostituzione degli inerti tradizionali con quelli più leggeri o con il polistirene e l'introduzione di bolle di aria nella matrice cementizia.

In entrambi i casi si può raggiungere una rilevante riduzione di densità, che rappresenta uno dei motivi dello sviluppo soprattutto dei calcestruzzi con inerte alleggerito, mentre per il cellulare la finalità principale è stata la riduzione di conducibilità termica.

Dai dati di letteratura è dalle caratteristiche dei prodotti attualmente presenti sul mercato si è osservato che la conducibilità dipende sostanzialmente dalla densità e quindi si può ricavare una funzione che metta in relazione le due caratteristiche. Viceversa la resistenza meccanica, pur avendo una forte dipendenza dalla densità, può essere molto influenzata dalla miscela e dalle modalità di maturazione.

Sicuramente un calcestruzzo strutturale, pur potendo avere una notevole riduzione della conducibilità controllando la densità, non si può ritenere una soluzione esaustiva per l'isolamento termico; tuttavia si deve considerare questa possibilità come un valore aggiunto di sostenibilità della struttura.



Figura 4 - Relazioni tra conducibilità e densità



Figura 5 - Relazioni tra resistenza a compressione e densità

Probabilmente un corretto sfruttamento delle proprietà termiche di questi calcestruzzi speciali non si può ottenere analizzandone solo la sostituzione nelle tipologie tradizionali degli elementi strutturali, ma è necessario ripensare la soluzione strutturale nel suo insieme di forma, funzionalità e meccanismi resistenti.

Inoltre l'effettivo campo di applicazione nelle costruzioni in c.a. di questi calcestruzzi necessita di un'ampia indagine anche sulle altre proprietà fisiche e meccaniche che intervengono spesso in modo più sostanziale della resistenza a compressione, pur essendo ad essa correlati.

In ogni caso dal quadro preliminare tracciato appaiono molto promettenti i calcestruzzi alleggeriti con aggiunta di EPS, per i quali si sta iniziando un programma di ricerca finalizzato alla definizione del comportamento di elementi strutturali armati.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia l'ing. Christian Orlacchio per la collaborazione con il suo lavoro.

BIBLIOGRAFIA

- [1] UNI 7548 parte 1^a, "Calcestruzzo leggero con argilla o scisti espansi. Definizione e classificazione." (1992).
- [2] H.A. Williams (1943). "Fatigue Tests on Light Weight Concrete Beams", ACI Journal, vol.14, n5, 441-447.
- [3] Price W:H., Cordon W.A. (1949) "Tests of Lightweight-Aggregate Concrete Designed for Monolithic Construction", AIC Journal, 20(8), 581-600.
- [4] Hanson J.A. (1967) "Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete", ACI Journal, August 1967, 433-469.
- [5] K.M.A. Hossain (2008). "Bond characteristics of plain and deformed bars in lightweight pumice concrete", Construction and Building Materials 22, 1491–1499.
- [6] Collepardi M., Coppola L., Materiali innovativi per calcestruzzi speciali, Enco, 1990.
- [7] Min.LL.PP, DM 14 gennaio (2008): Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 29.

- [8] Rudolph C. Valore JR. (1954) "Cellular Concretes Part 2 – Physical Properties", ACI Journal, 25(10), 817-836.
- [9] Rudolph C. Valore JR. (1954) "Cellular Concretes Part 1 – Physical Properties", ACI Journal, 25(9), 773-795.
- [10] D. Bouvard, J.M. Chaix, R. Dendievel, A. Fazekas, J.M. Létang, G. Peix, D. Quenard (2007) "Characterization and simulation of microstructure and properties of EPS lightweight concrete", Cement and Concrete Research 37, 1666–1673.
- [11] K. Ganesh Babu, D. Saradhi Babu (2003) "Behaviour of lightweight expanded polystyrene concrete containing silica fume", Cement and Concrete Research 33, 755–762.
- [12] K. Ganesh Babu, D. Saradhi Babu (2004) "Performance of fly ash concretes containing lightweight EPS aggregates", Cement & Concrete Composites 26, 605–611.
- [13] Bing Chena, Juanyu Liu (2004) "Properties of lightweight expanded polystyrene concrete reinforced with steel fiber", Cement and Concrete Research 34, 1259–1263.
- [14] Daneti Saradhi Babu, K. Ganesh Babu, Wee Tiong-Huan (2006) "Effect of polystyrene aggregate size on strength and moisture migration characteristics of lightweight concrete", Cement & Concrete Composites 28, 520–527.
- [15] Hwai-Chung Wu, Peijiang Sun (2007) "New building materials from fly ash-based lightweight inorganic polymer", Construction and Building Materials 21, 211–217.
- [16] W.C. Tang, R.V. Balendran, A. Nadeem, H.Y. Leung (2007) "Flexural strengthening of reinforced lightweight polystyrene aggregate concrete beams with near-surface mounted GFRP bars", Building and Environment 41, 1381-1393.
- [17] Guide for Cellular Concretes Above 50 pcf, and for Aggregate Concretes Above 50 pcf with Compressive Strengths Less Than 2500 psi, Report of ACI Committee 523, ACI Journal, February 1975, 50-66

UN CASO ESTREMO DI RINFORZO STRUTTURALE CON PRECOMPRESSIONE ESTERNA: IL PONTE SUL GIBE IN ETIOPIA

Marco Petrangeli¹, Gaetano Usai², Paolo Tortolini³

1 Facoltà di Architettura "G. D'Annunzio" di Pescara

2 Integra srl, Roma

3 Facoltà di Architettura "G. D'Annunzio" di Pescara

SOMMARIO

Il Ponte sul fiume Gibe, ubicato a 185 km da Addis Abeba, è una struttura in cemento armato ad impalcato continuo su quattro campate, per uno sviluppo totale di 120m. Nel 2007 il governo Etiope ha accettato la proposta di riabilitazione offerta dalla "Salini spa", la quale ha incaricato "Integra srl" di studiare il progetto di intervento. Il grave quadro fessurativo dell'impalcato, contrapposto al relativo buono stato delle sottostrutture, ha determinato la scelta di un intervento di rinforzo dell'impalcato basato sulla precompressione esterna. I lavori, terminati in circa tre mesi, hanno permesso di riaprire al traffico il ponte senza alcuna limitazione di carico. La memoria presenta i principali aspetti del progetto e della sua realizzazione.

SUMMARY

The Gibe bridge, located 185 km far from Addis Ababa, is made of a continuous, 4 span, reinforced concrete girder of 120m. In 2007 Ethiopian government accepted "Salini spa" rehabilitation proposal in charging "Integra srl" with the project design. Evident cracks along the deck on one hand and substructures in working order on the other hand, suggested to reinforce the girder by using external prestress. Rehabilitation works, completed in almost three months, allowed to open the bridge to traffic without load limitations. This paper shows the main design and building features.

1. INTRODUZIONE

Il Ponte sul fiume Gibe si trova a circa 185 km da Addis Abeba, lungo l'arteria di interesse nazionale che collega la capitale a Jima, principale centro abitato della ricca regione agricola del Sud-Ovest del paese. La strada e le relative strutture furono costruite dagli italiani negli anni '30; l'attraversamento del fiume Gibe era garantito inizialmente da un ponte ad arco in muratura che, sabotato dagli Inglesi durante la seconda guerra mondiale, fu dagli stessi successivamente sostituito con una trave reticolare a via inferiore semplicemente poggiata sulle spalle del ponte preesistente.

Nei primi anni '80 l'attraversamento del fiume venne spostato di alcune centinaia di metri a monte su di un allineamento più diretto che richiese la realizzazione di un nuovo ponte in cemento armato di 4 campate, per una lunghezza complessiva circa 120m.

Tale struttura fu però gravemente danneggiata da una bomba durante la guerra civile che precedette la caduta della giunta militare provvisoria. A seguito del bombardamento, la sezione del ponte crollata è stata ricostituita permettendone nuovamente la transitabilità. I danni però si sono ripercossi anche sulle altre campate, provocando un progressivo ed inesorabile deterioramento della struttura, in quanto dopo il ripristino della campata danneggiata dalla bomba non è stato messo in pratica nessun altro intervento di manutenzione dell'impalcato.



Figura 1 – Il ponte sul fiume Gibe

Il ponte ha continuato quindi ad essere utilizzato, anche se negli ultimi anni è stata posta una limitazione al carico transitabile. I mezzi pesanti comunque potevano attraversare il fiume grazie alla presenza di un ponte reticolare posto a poche centinaia di metri più a valle. Sfortunatamente questa struttura è crollata nel 2006, quando un carico fuori sagoma ha impattato sui controventi superiori della trave reticolare, provocandone l'instabilizzazione ed il conseguente collasso. Tutto il traffico è stato quindi spostato nuovamente sul ponte in c.a. con le medesime limitazioni di prima ed a carreggiata parzializzata. I mezzi articolati ed i veicoli pesanti, diretti da Jima alla capitale e viceversa, sono stati costretti ad una lunghissima deviazione (150km) via Nekempt, causando un grave danno per l'economia della regione e del paese.

Stante la situazione insostenibile, la Road Authority Etiope (ERA) ha disposto la realizzazione di un nuovo attraversamento che è già in fase di costruzione qualche decina di metri a monte del ponte esistente. La messa in esercizio della nuova opera è prevista non prima di 2-3 anni. La "Salini Costruzioni S.p.A.", impegnata in quattro grandi progetti idroelettrici nella regione, ha proposto allora alle autorità un intervento rapido e gratuito di riabilitazione del ponte esistente.

I lavori, completati nel giro di tre mesi, hanno permesso di riaprire al traffico il ponte senza alcuna limitazione di carico. Il costo complessivo dell'intervento, è stato pari a circa 400.000 Euro.



Figura 2 - L'attraversamento adiacente crollato recentemente

2. IL PONTE SUL FIUME GIBE

2.1 La struttura del ponte

Lo schema statico del ponte è quello di trave continua su 5 appoggi. Le quattro campate in cui è suddiviso hanno luci pari a 25.25m, quelle di riva, e 35.0m quelle centrali. L'impalcato è realizzato con 4 travi longitudinali, di larghezza pari a 400mm e altezza variabile (compresa fra 1.70m e 3.15m), connesse trasversalmente attraverso diaframmi di spessore 180mm ed altezza variabile, posti ad interasse di 7m. La soletta superiore ha uno spessore di 180mm. Tutti gli elementi strutturali sono realizzati in cemento armato gettato in opera.

La sede stradale presenta complessivamente una larghezza di 9.60m, inclusi i due marciapiedi laterali da 0.80m ciascuno.

Le 3 pile, anch'esse in cemento armato con fondazioni dirette su plinti, sono composte da due fusti a sezione circolare posti ad distanza di circa 5m l'uno dall'altro e solidarizzati da un diaframma di base alto circa 3 metri e dal pulvino di sommità.



Figura 3 – Prospetto longitudinale del ponte



Figura 4 – Le strutture portanti del ponte

2.2 La valutazione dello stato di fatto

Durante i sopralluoghi effettuati è stato constatato lo stato di degrado delle strutture portanti l'impalcato. E' stato chiaro il collegamento della situazione riscontrata all'evento bellico. Lo scoppio dell'ordigno interruppe infatti la continuità dell'impalcato a 5 metri circa dalla Pila 3 (lato Jima). In questa configurazione l'impalcato si è trovato a sbalzo dalla Pila 2 per 25 metri ed è stato sottoposto, per il periodo transitorio prima della riparazione, a sollecitazioni molto più gravose di quelle determinate dallo schema statico di progetto. La configurazione a mensola comportò un incremento di taglio di circa +40% ed un incremento di momento intorno a +180%. Stimando un peso permanente dell'impalcato di 140kN/m, si ottiene circa un ΔV =1000kN e ΔM =30000kNm. La situazione descritta, già di per sé gravosa, non tiene conto di eventuali effetti dinamici che potrebbero aver incrementato le sollecitazioni appena stimate e nondimeno aver introdotto stati tensionali aggiuntivi legati alla propagazione dell'onda d'urto.

Queste valutazioni hanno trovato conferma durante i successivi sopralluoghi, quando è stato possibile prendere visione di situazioni puntuali sotto l'impalcato: in corrispondenza della Pila 2, gli intradossi delle travi presentano casi di espulsione del copriferro determinato dall'eccessiva compressione del materiale (fig. 5), mentre la trave colpita dalla bomba mostra evidenti fessure di taglio (fig. 6). La situazione è stata valutata tutt' altro che stazionaria. Infatti, dato il progressivo svilimento degli acciai in corrispondenza delle lesioni causato dal contatto con gli agenti atmosferici, assieme agli effetti ciclici delle deformazioni termiche e principalmente del traffico pesante, che contrariamente alle limitazioni era, all'epoca, ancora transitante durante la notte, si prospettava il rischio di una continua riduzione della capacità resistente residua fino alle più estreme conseguenze.



Figura 5 – Espulsione del copriferro per eccessiva compressione



Figura 6 – Le fessure sulle travi d'impalcato

2.3 La documentazione reperita

La documentazione tecnica che è stato possibile reperire risulta la seguente:

- elaborati grafici del progetto originario, con le carpenterie e le armature sia dell'impalcato che delle sottostrutture (1976/77);
- elaborati grafici del primo intervento di riabilitazione finalizzato alla ripristino della continuità strutturale (Maggio 1993).

Le proprietà dei materiali riportate sugli elaborati sono:

_	calcestruzzo	f _{ck} =21 MPa
_	acciaio	σ _{adm} =140 MPa

Pertanto nelle valutazioni numeriche il calcestruzzo è stato equiparato all'odierna classe C20 e le armature ad un acciaio tipo FeB32k.

E' stato inoltre possibile ricostruire, grazie alla documentazione reperita, le sezioni di verifica più significative. Mentre non è stata attuata una campagna di prove non distruttive, comparativa, in quanto nel paese non si dispone della strumentazione necessaria.

2.4 Le analisi numeriche sullo stato di fatto

Sono state determinate le sollecitazioni nell'impalcato dovute ai pesi propri, ai carichi permanenti portati combinati con i carichi accidentali (assunti come da normativa americana AASHTO). In base a tali sollecitazioni teoriche, è stato valutato l'impegno dei materiali nell'ipotesi di calcestruzzo non reagente a trazione (verifiche al secondo stadio) ed i coefficienti di sicurezza a rottura (verifiche al terzo stadio). Sono stati ottenuti valori sostanzialmente accettabili che denotano la buona fattura del progetto originale (fig. 7). Tuttavia si deve considerare che tali valutazioni non tengono conto della perdita di efficienza e resistenza delle sezioni in c.a. a causa del danneggiamento subito. Comunque sulla base dei dati ottenuti si è ritenuto di poter escludere una crisi per flessione, imputando invece alla struttura una deficienza di resistenza a taglio.



Figura 7 – I momenti flettenti in esercizio

Tabella 1 – I risultati delle verifiche a flessione nella situazione ante intervento

	II st	III stadio	
Sezione	σ _c (MPa)	σ _s (MPa)	FS
Campata laterale	-4.7	155.6	1.56
Campata centrale	-5.0	154.7	1.57
Pila laterale	-6.8	143.1	1.63
Pila centrale	-7.1	158.1	1.58

Infatti il taglio massimo agente in corrispondenza delle sezioni di appoggio sulla pila centrale vale circa 1000kN per ogni trave. La resistenza a taglio del solo calcestruzzo di ciascuna trave risulta essere pari a circa 400kN, mentre il contributo di resistenza dell'armatura risulta pari a circa 600kN, avendo assunto una tensione di lavoro dell'acciaio di 200MPa, coerente con il tipo di acciaio indicato negli elaborati grafici di progetto. Pertanto sommando le due resistenze (in accordo con la norma italiana ancora in vigore, DM'96) si ricava una sicurezza unitaria. Contrariamente, considerando solo la resistenza delle staffe (secondo la più recente versione dell'Eurocodice 2, 2005), si ottiene una sicurezza di 0.60.

Nella realtà, le macro fessure, passanti su 3 delle 4 travi, hanno senz'altro ridotto molto la capacità del conglomerato di sopportare azioni taglianti, anche se le sezioni soggette a flessione hanno sempre una capacità di trasferire taglio attraverso il comportamento attritivo del calcestruzzo in zona compressa.

În definitiva si aveva un coefficiente di sicurezza per sollecitazioni di taglio molto basso e l'impalcato sarebbe probabilmente crollato se il carico accidentale avesse mai raggiunto il valore di progetto. Il ponte però, per quanto soggetto ad un traffico molto intenso di camion con derrate agricole ed autobus per trasporto passeggeri, difficilmente è stato sottoposto all'azione concomitante di più mezzi pesanti incolonnati.

3. L'INTERVENTO DI RINFORZO

3.1 La soluzione della precompressione esterna

La conformazione geometrica dell'impalcato ha suggerito di mettere in opera un intervento basato sulla precompressine esterna. I cavi, opportunamente deviati, assicurano infatti un incremento di resistenza diretto a flessione e taglio, ma anche un aumento indiretto di tutte le proprietà meccaniche dell'impalcato, in quanto la precompressione è in grado di ricucire le macrofessure una volta che le stesse siano state opportunamente iniettate.

L'intervento progettato ha fatto uso di 6 cavi da 12 trefoli 0.6" standard. Le due travi interne presentano, in maniera simmetrica, un cavo per lato, mentre le travi di bordo presentano un unico cavo sul lato interno della trave stessa (fig. 8). Esternamente infatti non si sarebbero potuti utilizzare i diaframmi trasversali per allocare le selle di deviazione ed i cavi sarebbero stati maggiormente esposti agli agenti atmosferici.

Tutti i cavi sono continui e misurano circa 130m. Sono tesati da entrambe le estremità al fine di ottenere la minore perdita di tiro possibile, causata esclusivamente dalle deviazioni angolari; infatti perdite per fenomeni lenti sono da escludere, avendo il calcestruzzo dell'impalcato circa 25 anni.



Figura 8 – Sezione trasversale tipo campata centrale



Figura 9 - Andamento dei cavi di precompressione esterna

L'ancoraggio dei cavi avviene con degli scassi in soletta in prossimità delle due spalle. All'uopo è stata prevista la realizzazione di "bozzi" di rinforzo della soletta posti all'intradosso della stessa.

La disposizione longitudinale dei cavi segue ovviamente l'andamento dei momenti flettenti dovuti ai carichi agenti. L'andamento longitudinale (fig. 9) è stato differenziato fra i 4 cavi centrali (Tipo A) ed i due laterali (Tipo B), al fine di ottenere una maggiore diffusione degli effetti della precompressione sull'impalcato. I cavi A sono caratterizzati da angolazioni iniziali più elevate e più morbide in prossimità delle pile, invece i cavi B sono caratterizzati da deviazioni più decise in corrispondenza delle pile e più limitate inizialmente.

Tutti i dispositivi di deviazione sono stati realizzati in acciaio e successivamente incollati alla struttura in calcestruzzo con resina epossidica bicomponente. Queste selle di deviazioni sono comunque progettate per beneficiare, ai fini della solidarizzazione con la struttura esistente, delle forze di deviazione del cavo stesso (figg. 10-11). Particolare attenzione è stata posta alla precisione nel posizionamento di questi elementi, garantendo allo stesso tempo le necessarie tolleranze di montaggio. In fase di tesatura dei trefoli, una eventuale impuntatura del cavo avrebbe provocato danni ingenti viste le elevate forze applicate. Esperienze similari condotte precedentemente su altre strutture hanno infatti dimostrato l'ineluttabilità degli errori di montaggio. Anche sulla scorta di ciò si è imposta la verifica di tutti i montaggi con una robusta cima tesata in posizione prima del definitivo incollaggio.



Figura 10 – La sella di deviazione appoggiata alle travi longitudinali (Cavi Tipo A)



Figura 11 – La sella di deviazione appoggiata ai diaframmi trasversali (Cavi Tipo B)



Figura 12 – I dispositivi di deviazione sui diaframmi di pila

Per le selle superiori (fig. 12) si è invece preferito realizzare sostegni in c.a., collegati sia alle travi che ai trasversi mediante inghisaggio negli stessi di connettori a taglio, realizzati con barre di armatura $\Phi 16$.

I cavi trasferiscono alla struttura una forza assiale, in prossimità degli ancoraggi, pari a circa 10000kN. La componente verticale massima nei punti di deviazione per i sei cavi vale dai 200kN ai 300kN (verso l'alto) per ciascun diaframma intermedio e dai 700kN ai 1100kN (verso il basso) per i diaframmi in appoggio. Le perdite per attrito sono state valutate nella sezione più lontana dalle testate (Pila 2) di poco superiori al 20%.

La precompressione è stata dimensionata per controbilanciare gli effetti dei carichi permanenti: in tali condizioni ogni sezione trasversale del ponte risulta intermante compressa. In condizioni di esercizio, sotto l'azione del traffico veicolare di progetto, le verifiche a flessione condotte al secondo e terzo stadio mostrano i notevoli benefici dell'intervento messo in atto (tab. 2).

Determinanti vantaggi si ottengono soprattutto nei confronti dell'azione di taglio. Infatti il contributo alla resistenza a taglio legato alla precompressione risulta stimabile in circa il 30% del taglio agente.



Tabella 2 – I risultati delle verifiche a flessione nella situazione post intervento

	II st	III stadio	
Sezione	σ _c (MPa)	σ _s (MPa)	FS
Campata laterale	-3.0	0.0	4.6
Campata centrale	-4.8	57.2	2.51
Pila laterale	-5.3	39.1	3.14
Pila centrale	-6.8	79.4	2.76

3.2 Gli interventi di ripristino dei calcestruzzi e le fasi di cantierizzazione

Prima dell'esecuzione delle operazioni di tesatura sono stati previsti interventi mirati al ripristino dei calcestruzzi dell'impalcato.

Le macro fessure di taglio sono state iniettate con resina epossidica bicomponente (fig. 14). Per le riparazioni più estese e per la ricostituzione dei tratti di copriferro mancanti si è invece privilegiato l'utilizzo di malte antiritiro ad alto grado di fluidità, così da penetrare all'interno dei "vespai" ed andare a ricostituire una sia pur parziale matrice di calcestruzzo fra gli inerti (fig. 15). Nelle zone di danno maggiore è stata anche aggiunta armatura di frettaggio di piccolo diametro.

Tali operazioni garantiscono sia un sensibile incremento della vita utile della struttura, andando a ricostituire la necessaria protezione dell'armatura, sia un aumento della sua capacità resistente ultima.

Tra i principali vantaggi della soluzione a precompressione esterna è certamente da annoverare la relativa semplicità di cantierizzazione. L'intervento può infatti essere realizzato con il semplice ausilio di un "by-bridge" in grado di raggiungere almeno l'asse longitudinale del ponte e di sostenere, in tale configurazione, il peso delle selle di deviazione. All'atto pratico si è invece preferito installare dei ballatoi permanenti, uno al di sotto di ciascun traverso, non connessi longitudinalmente, accessibili dal ponte mediante un piccolo carrello mobile. Le ragioni di questa scelta vanno ricercate nella maggiore flessibilità e semplicità di utilizzo del mezzo in questione, che ben si conciliano con la possibilità di alternare l'apertura di ciascuna corsia di marcia con estrema facilità e rapidità. D'altronde, il peso appositamente contenuto delle carpenterie metalliche, generalmente inferiore ai 100kg (fatta eccezione per le selle dei traversi di estremità), rende l'installazione delle stesse eseguibile da due operai senza particolari mezzi d'opera.



Figura 14 – Prospetto della trave con le fessure iniettate



Figura 15 – Particolare del risanamento del calcestruzzo della trave sulla pila centrale

Gli ancoraggi di estremità (fig. 16) sono stati realizzati tutti contemporaneamente, in modo da permettere una fasizzazione delle operazioni di tesatura quanto più simmetrica possibile. Il transito dei mezzi durante le fasi di cantiere è stato garantito posizionando sugli scassi in soletta delle piastre di acciaio di facile e veloce rimozione.



Figura 16 - Gli ancoraggi di testata in soletta

La sequenza di tesaggio dei trefoli, operazione che ha richiesto circa tre giorni, è stata studiata per garantire la massima simmetria di tiro: in prima fase i cavi sono stati tesati al 50% da entrambi i lati (prima quelli delle travi centrali e quindi quelli delle travi di bordo); successivamente e con la stessa fasizzazione sono stati tesati al 100%. Tutti i dispositivi di deviazione sono stati opportunamente lubrificati prima della tesatura.

In definitiva, i cavi sono stati tesati a 1050MPa, appena poco sopra a quanto specificato nel progetto, per tenere conto di eventuali perdite di rientro agli ancoraggi. Gli allungamenti misurati al tiro per i 6 cavi, dell' ordine dei 600mm, sono stati tutti molto omogenei a conferma dei coefficienti di attrito modesti e comunque uniformi per i diversi cavi.

3.3 Il collaudo

Il ponte è stato collaudato con successo il 3 Novembre 2007. I test sono stati studiati per garantire il raggiungimento di almeno l'85% della massima sollecitazione flettente di progetto.

Sfruttando la simmetria del ponte sono state verificate solo due campate, coinvolgendo quelle che avevano subito il danneggiamento maggiore a seguito dell'esplosione dell'ordigno bellico. Sono state verificate le seguenti condizioni di carico: i massimi momenti negativi sulla Pila 2 e sulla Pila 3 ed i massimi momenti positivi sulla campata centrale e di riva.

Le verifiche per il massimo momento positivo sono state condotte attraverso il posizionamento di 3 autocarri da 400kN ciascuno. Mentre per il massimo momento negativo sono state disposte due coppie di tali mezzi a cavallo delle pile (a una distanza pari a circa 25m), per un peso complessivo di 1200kN nel primo caso e di 1600kN nell'ultimo.

Sezione	w _{collaudo} (mm)	w _{teorico} (mm)
Mmax C.laterale – C.laterale	7	8
Mmax C.centrale - C.centrale	12	14
Mmin P1 – C.laterale	4	2
Mmin P1 – C.centrale	7	5
Mmin P2 – C.centrale	6	5

Tabella 3 – Confronto frecce di collaudo e teoriche

La struttura ha risposto positivamente mostrando allo scarico un completo recupero della freccia. Tuttavia nelle verifiche a massimo momento negativo sulle pile, e quindi di massimo taglio, (tab. 3) sono stati registrati degli abbassamenti superiori a quelli di calcolo.

Una parte della discrepanza registrata potrebbe essere stata causata dal fatto che la prova di carico non è stata eseguita secondo le modalità prescritte: gli autocarri di prova sono stati infatti posizionati con gli assi posteriori, maggiormente caricati, verso il centro della campata, (figg. 14 e 17), inducendo quindi abbassamenti superiori a quelli calcolati nel caso gli stessi fossero stati posizionati con gli assi posteriori verso la pila.

Si ritiene però altrettanto probabile che al maggior abbassamento abbia contribuito una risposta non lineare del conglomerato a compressione e taglio in prossimità della pila. Tali sollecitazioni sono infatti le stesse indotte dal sabotaggio ovvero quelle che hanno causato le lesioni a taglio discusse precedentemente.

La successiva iniezione di tali fessure, il ripristino del conglomerato scoppiato e la sigillatura operata con la precompressione non sono state evidentemente sufficienti a ripristinare il comportamento ideale di un conglomerato integro con modulo elastico non danneggiato. Lo stesso non si riscontra per sollecitazioni flettenti in campata, in quanto in tal caso la compressione interessa la soletta che ha un'area molto superiore.

D'altro canto, il fatto che la struttura abbia mostrato di recuperare completamente (elasticamente) la freccia, con deformazioni residue molto contenute (praticamente nulle) ha fatto propendere per un giudizio complessivamente positivo circa l'esito della prova. Si è deciso pertanto di aprire il ponte al traffico senza alcuna limitazione di carico.



Figura 17-Il collaudo del ponte sul Gibe

3.4 Il transito del carico speciale

Alcuni mesi dopo il collaudo ai progettisti è stato richiesto un parere sulla possibilità di far transitare sul ponte alcuni carichi eccezionali, costituiti da trasformatori e reattori per la vicina centrale idroelettrica denominata "Gibe II".

Alcuni di questi mezzi, per quanto pesanti oltre le 1000kN, non rappresentavano un problema per l'opera in quanto inducevano sollecitazioni inferiori a quelle di collaudo. Per due di essi però, caricati ciascuno con un trasformatore da 1500kN, si raggiungeva, assieme al peso del mezzo di trasporto, un carico di 2140kN (fig. 18).



Figura 18 – Il carico eccezionale (trasporto di un trasformatore)

Le analisi effettuate indicavano che il transito di questi due mezzi avrebbe indotto sollecitazioni flessionali di poco superiori a quelle di collaudo, ma sollecitazioni taglianti molto maggiori (tabb. 4-5).

Considerato che la resistenza a taglio dell'impalcato dovuta alle armature verticali, nell'ipotesi poco conservativa di considerare ugualmente reagenti e resistenti le quattro travi vale:

$$V_{Rd,acciaio} = A_s / s \cdot f_y \cdot z = 2400 kN$$

si otterrebbero coefficienti di sicurezza inferiori all'unità.

Tabella 4 - Confronto momenti collaudo e passaggio trasformatore

Sezione	Collaudo M (kNm)	Trasformatore M (kNm)	Diff.
Campata laterale	3280	3750	+14%
Campata centrale	7050	7840	+11%
Pila laterale	-12460	-13120	+5%
Pila centrale	-18760	-18820	0%

Tabella 5 – Confronto taglio collaudo e passaggio trasformatore

Sezione	Collaudo V (kN)	Trasformatore V (kN)	Diff.
Pila laterale	2510	2910	+16%
Pila centrale	2600	3340	+28%

Mentre considerando contemporanei almeno uno dei contributi del calcestruzzo, dovuti alla coesione ed all'attrito, sarebbe stato possibile ottenere coefficienti di sicurezza superiori, ma comunque poco conservativi. Infatti si sottolinea che le sollecitazioni di calcolo sono state valutate con coefficienti di combinazione unitari.

Risulta infatti:

$$V_{Rd,coesione} = \tau \cdot A_c = 1500kN$$

 $V_{Rd,attrito} = \mu \cdot N_p = 1050kN$

Pertanto:

 $V_{Rd,coesione} + V_{Rd,acciaio} = 3900kN$ $V_{Rd,aurito} + V_{Rd,acciaio} = 3450kN$

Considerato inoltre che l'impalcato presentava, prima della riparazione, una diffusa fessurazione a taglio e che persisteva una discreta indeterminazione sulle proprietà dei materiali e sulla effettiva disposizione delle armature, si è posto un serio problema di assunzione di responsabilità che è stato possibile risolvere solo effettuando ulteriori prove di carico, mirate a indurre sollecitazioni taglianti dello stesso ordine di grandezza di quelle indotte dal passaggio del trasformatore.

Le prove di carico hanno dato esito positivo, sebbene sia stato riscontrato il medesimo comportamento già evidenziato durante il primo collaudo. Per sollecitazioni composte di massimo momento negativo e massimo taglio gli abbassamenti misurati hanno marcato un comportamento fessurato del conglomerato.

Tuttavia anche dopo queste severe prove di carico la struttura ha mostrato un buon recupero allo scarico, facendo propendere verso un parere positivo circa il transito dei due carichi straordinari.

I trasformatori hanno quindi attraversato senza problemi il ponte (fig. 19). Qualora non fosse stato possibile superare il fiume attraverso tale struttura, i mezzi avrebbero dovuto allungare il percorso di alcune centinaia di chilometri su strade sterrate e malsicure.



Figura 19 – Il passaggio del carico eccezionale

4. CONCLUSIONI

L'esperienza condotta ha portato chi scrive a maturare le seguenti considerazioni:

- Le strutture in cemento armato possiedono sovente delle grandi riserve di resistenza, forse sottostimate dalle normative tecniche, come ad esempio la componente attritiva nel precompresso. L'utilizzazione consapevole e ragionata di tali riserve, permette di estendere la vita utile di queste strutture anche quando le stesse sono danneggiate gravemente.
- Il rafforzamento dei ponti in cemento armato mediante precompressione esterna è una tecnica molto efficace. Strutture che risultano in uno stato anche avanzato di deterioramento / danneggiamento possono spesso essere riabilitate mediante tale tecnica. L'applicazione della precompressione esterna permette, compatibilmente con

le caratteristiche dei calcestruzzi presenti, incrementi di resistenza notevoli. L'intervento inoltre risulta poco impegnativo dal punto di vista applicativo, permettendo tempi di messa in opera molto ridotti. E' opinione di chi scrive che gli stessi rapporti costi / benefici difficilmente possano essere raggiunti utilizzando altre metodologie di intervento che non prevedano l'applicazione di coazione al conglomerato.

L'utilizzo di carpenteria metallica per l'accoppiamento di precompressione esterna a strutture in cemento armato risulta molto pratico ed al contempo efficace. Il posizionamento delle selle di deviazione viene facilitato dalla relativa leggerezza di tali elementi, la cui duttilità permette inoltre di operare come ammortizzatore rispetto alla struttura più fragile in cemento armato. La solidarizzazione del dispositivo alla struttura non necessita di particolari ed impegnative accortezze, soprattutto quando si può beneficiare delle azioni favorevoli generate dalla deviazione del cavo di precompressione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Decreto Ministeriale 09.01.1996, Norme tecniche per le costrizioni in c.a. e c.a.p.
- [2] UNI EN 1992-1-1:2005 Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [3] AASHTO, Bridge Design Specifications, (2007).
- [4] LEONHARDT, F., (1973) C.a.&C.a.p calcolo di progetto & tecniche costruttive, Edizioni Tecniche
- [5] RANZO, G., PETRANGELI, M. (1998), A Fibre Finite Beam Element with Section Shear Modelling for Seismic Analysis of RC Structure, J. Earthquake Engrg, 2(3).
- [6] PETRANGELI, M., PINTO, P.E., CIAMPI, V. (1999), A Fibre Element for cyclic bending and shear. I: Theory, J. Engrg. Mech., ASCE, 125(9), 994-1001.
- [7] PETRANGELI, M. (1999), A Fibre Element for cyclic bending and shear. II: Verification, J. Engrg. Mech., ASCE, 125(9), 1002-1009.

LA PREFABBRICAZIONE DEI PONTI AD ARCO IN C.A. PER IL RILANCIO DI UNO SCHEMA ECOCOMPATIBILE

Mario Paolo Petrangeli¹, Enrico Cipolloni²

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

2 Mario Petrangeli & Associati S.r.l., Associato e Direttore Tecnico

SOMMARIO

Sta per entrare in servizio un nuovo ponte ad arco che, con due svincoli ed una lunga galleria, costituisce la variante di Montesilvano della SS 16 "Adriatica", poco a nord di Pescara. L'arco, di 70 m di luce, è costituito da 5 nervature totalmente prefabbricate in tre segmenti realizzati a piè d'opera. L'articolo descrive brevemente la struttura illustrando in particolare le modalità di assemblaggio degli elementi prefabbricati e le impegnative fasi costruttive.

SUMMARY

A new arch bridge, which together with two interchanges and a long tunnel forms the upgrading of the National Road 16 "Adriatica" at Montesilvano, near Pescara, is on the point to be opened to traffic. Five ribs, each composed by three elements prefabricated on the yard, forms the 70 m spanning arch. The paper illustrates the structures as well as the assembling procedures and the demanding construction phases.

1. INTRODUZIONE

Sta per entrare in esercizio il nuovo tratto di variante della SS16 tra Pescara e Montesilvano appaltata dall'ANAS all'ATI costituita tra le imprese A&I Della Morte (Mandataria), SAFAB SpA e Martella Geom. Cristoforo (Mandanti).

Il nuovo tratto di variante, attualmente a unica carreggiata a doppio senso di circolazione di cui è previsto il futuro raddoppio, è essenzialmente costituita da una galleria di circa 1800 m che si allaccia a Nord alla viabilità esistente ed a Sud si raccorda alla SS16 litoranea mediante lo svincolo di S. Filomena. Lo svincolo è ubicato nella valletta del Torrente Mazzocco che è attraversato con un viadotto costituito da un arco di 70 m di luce, oggetto della presente memoria, con due campate di accesso a sud e una a nord, per un totale di circa 145 m di lunghezza; la larghezza è di 17.2 m e include le corsie di accelerazione e decelerazione delle rampe d'ingresso e uscita dello svincolo.

2. VINCOLI E SCELTE PROGETTUALI

Elemento fortemente caratterizzante l'intervento proposto, il ponte ad arco era considerato sia dall'Ente appaltante sia dalle autorità locali come una caratteristica irrinunciabile dell'opera in via di realizzazione, anche se la luce richiesta per l'attraversamento del torrente poteva essere superata con un tradizionale ponte a travata in c.a.p. costruito per conci successivi ovvero a struttura mista acciaio calcestruzzo.

Questo vincolo, dettato da esigenze prevalentemente architettoniche, va in realtà incontro anche alla richiesta, sempre più attuale, di avere strutture che impieghino materiali relativamente "poveri": l'arco, struttura prevalentemente compressa, sfrutta al meglio le caratteristiche del calcestruzzo e limita enormemente, a parità di luce, l'impiego dell'acciaio.

Altro elemento condizionante dal punto di vista progettuale era la necessità di rendere il più possibile compatibile le opere in progetto con il futuro previsto raddoppio che adeguerà questo tratto alle caratteristiche della variante della SS16 già esistente.

E' stato quindi necessario progettare le rampe di svincolo tenendo conto sia della configurazione attuale sia di quella futura, con il raddoppio della carreggiata; anche le strutture dovevano tener conto di tale esigenza, escludendo la necessità di procedere a parziali demolizioni per consentire la realizzazione del raddoppio.

Il progetto d'appalto prevedeva l'impalcato distinto dall'arco, a cui era collegato con numerosi pilastrini secondo lo schema classico adottato in passato, ed il getto in opera di tutti questi elementi. Tale procedura, come è noto, comporta la costruzione di una grande centina da lasciare in opera fino al completamento di tutta la struttura, la qual cosa ha di fatto segnato il declino dei ponti ad arco in c.a. La centina tradizionale infatti comporta: (i) un costo elevato sia di montaggio della centina stessa che delle fasi di casseratura, montaggio dell'armatura e getto in quota, (ii) l'ingombro, per lungo tempo, della valle che si attraversa; nel nostro caso il fosso, già in passato, aveva dato luogo a violente esondazioni, (iii) la necessità di garantire per tutto il periodo della costruzione l'assenza di cedimenti differenziali degli appoggi a terra della centina. Ouest'ultima condizione apparve, nel caso in esame, tanto più difficile da ottenere quando, a seguito dell'esecuzione di una campagna di sondaggi geotecnici integrativi e del reperimento delle cartografie precedenti all'esecuzione dell'attuale variante, si accertò la presenza, su uno dei due versanti del fosso, di consistenti quantità di materiale proveniente dallo smarino di una galleria costruita circa venti anni fa.

Da queste considerazioni apparve quindi subito consigliabile studiare una modalità costruttiva che prevedesse l'eliminazione della centina.



Figura 1 – Ponte Mazzocco: planimetria e prospetto

Ciò è stato fatto, in diversi ponti recenti, ricorrendo alla costruzione a sbalzo dell'arco per conci successivi sorretti da stralli provvisori che riducono le sollecitazioni flessionali per nulla congeniali allo schema ad arco. Si tratta di una tecnica alquanto sofisticata che, a nostro avviso, è giustificata per luci superiori a 100 m, quando si ha un grande numero di conci da costruire.

Per luci medio piccole, quale quella in esame, è apparso più economico ricorrere alla prefabbricazione: il prevalere degli sforzi di compressione, proprio della struttura ad arco, consente di evitare o limitare al massimo il ricorso alla precompressione e favorisce il ricorso ad una prefabbricazione a piè d'opera, evitando di dover trasportare e movimentare al di fuori dell'area di cantiere elementi di notevoli dimensioni e peso.

Per ridurre il numero degli elementi da prefabbricare e semplificarne il montaggio lo schema iniziale di arco con pilastrini è stato modificato in quello, a nostro avviso esteticamente più gradevole, di arco che si fonde con l'impalcato nella parte centrale.

La relativa semplicità degli elementi da realizzare ha consentito così di ricorrere a sistemi di casseratura che non necessitassero dell'impianto di un vero e proprio stabilimento, con vantaggi sia in termini di costo che di ingombro di aree di cui si sarebbe dovuto procedere alla riqualificazione una volta dismesso il cantiere.

3. BREVE DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'attraversamento del torrente Mazzocco, come già accennato, è realizzato con un ponte di quattro campate della lunghezza complessiva di circa 140 m; la campata ad arco, di luce 70 m, è fondata su pozzi a sezione circolare di diametro 15 m da cui spiccano anche le pile 2 e 3; questi pozzi sono stati realizzati con una corona esterna di pali Φ 1200, necessari per permettere lo scavo all'interno fino alla profondità di 25 e 20 m. La pila 1 e le spalle sono invece fondate su pali Φ 1200 di lunghezza compresa tra i 20 m per la spalla Nord e i 30 m della pila 1, posta sul versante Sud.

Le pile sono a telaio a due fusti stante l'elevata larghezza

dell'impalcato che debbono sostenere; l'altezza massima delle pile è di circa 14 m.

Gli impalcati, di larghezza 17.2 m correnti che si allarga a 26.23 m sulla spalla Sud per consentire il raccordo della rampa di immissione, sono realizzati con 4 travi prefabbricate in c.a.p. a trefoli aderenti, di luce tra i 24 e i 24.7 m e con sezione a cassoncino di altezza 1.6 m dalla pila 1 alla spalla Nord; la prima campata è realizzata invece con 18 travi a doppio T alte 1 m, fortemente sventagliate con lunghezza variabile da 18.4 a 19.9 m, per accogliere l'allargamento dovuto all'innesto della rampa.

Le 4 travi a V, dalle pile 2 e 3, vanno a poggiarsi sul trasverso di collegamento delle cinque nervature che costituiscono l'arco; ciascuna nervatura è formata da tre elementi prefabbricati giuntati in opera. Solo l'elemento centrale dei tre è precompresso con due cavi post-tesi da 10 trefoli da 0.6" super, ancorati sulle due testate del prefabbricato.

Le nervature dell'arco hanno sezione a doppio T con il martello inferiore di larghezza variabile da 2 m a 50 cm e spessore da 25 a 35 cm in maniera continua dalla base alla sezione di chiave; l'altezza è anch'essa variabile da 1.80 alla base a 1.20 m in chiave.

Inoltre le due nervature laterali, per motivi estetici, mancano sulla parte esterna, cioè quella in vista sul prospetto del ponte, del ringrosso in corrispondenza della giunzione fra i tre elementi; questo ringrosso è necessario per ancorare le barre di precompressione, relativamente corte, utilizzate per la giunzione in opera dei tre elementi dell'arco. Per poter eliminare tale ringrosso, negli elementi esterni si sono utilizzate barre curve poste nell'anima della nervatura che si vanno ad ancorare all'estradosso dell'elemento centrale (Fig. 2). Anche il collegamento della base delle nervature al plinto di fondazione avviene mediante barre di precompressione diritte predisposte nel getto del trasverso sul plinto.

Indubbiamente l'assortimento e la variabilità delle carpenterie degli elementi prefabbricati hanno richiesto uno sforzo maggiore in fase di prefabbricazione, sforzo però ampiamente ripagato dalla rapidità con cui questi elementi sono stati montati.



Figura 2 - Carpenteria degli elementi prefabbricati e dettagli dei collegamenti

Gli impalcati a travi e la parte centrale dell'arco sono completati dal getto in opera della soletta di spessore 25 cm, continua sulle pile 2 e 3 per una lunghezza totale quindi di circa 124 m.

Particolare attenzione ha richiesto la scelta ed il progetto delle strutture di fondazione dell'arco, struttura spingente che trasmette alle fondazioni elevate azioni orizzontali.

La natura dei terreni originali in sito non era infatti particolarmente favorevole e il quadro geologico era ulteriormente aggravato dalla presenza già descritta di consistenti spessori di coltri dei materiali di riporto proveniente dallo smarino delle vecchie gallerie.

Le fondazioni dell'arco dovevano garantire, oltre la portanza richiesta, anche una deformabilità minima per non indurre cadute di spinta nell'arco legate all'interazione con i terreni di fondazione.

In tale situazione si è preferito adottare una tipologia costituita da pozzi profondi, soluzione tipica in casi del genere, che agli effetti dei calcoli geotecnici può essere considerata una struttura infinitamente rigida.

4. MODALITA' COSTRUTTIVE

Le modalità costruttive dell'arco prevedevano, come già detto, la realizzazione dei 15 elementi prefabbricati costituenti i 5 archi a piè d'opera, nell'area immediatamente circostante l'opera stessa (Fig. 3).

Tale scelta era dovuta alla difficoltà di movimentazione degli elementi di lunghezza massima tra i 24.6 e i 26 m e del peso massimo di 110 ton in una area accidentata e di non facile accesso. Inoltre la produzione in stabilimento sarebbe stata economicamente non vantaggiosa dato il numero modesto di pezzi e l'assortimento che presentavano, tali da non giustificare la costruzione di un cassero di tipo industriale. Si sono quindi utilizzate casseforme in pannelli di legno, disposti su pianali a terra in calcestruzzo opportunamente sagomati secondo la forma dell'arco.

I cinque elementi centrali sono stati anche precompressi, come detto, con cavi, tesati e iniettati sul posto (Fig. 4).

Per il varo ed il montaggio degli elementi prefabbricati,

sono stati predisposti due puntelli provvisori di altezza di circa 15 m, realizzati ciascuno con cinque torri in tubi Innocenti fra loro collegati e controventati. Questi sostegni erano portati da due plinti provvisori fondati su pali Φ 800 di lunghezza di 21 e 15 m a seconda del versante.



Figura 3 – Elemento prefabbricato in fase di esecuzione



Figura 4 – Elemento prefabbricato centrale

In una prima fase sono stati varati tutti i 5+5 elementi bassi, poggianti sui traversi dei plinti su pozzo e sui puntelli; data la forte inclinazione degli elementi, sono stati predisposti dei veri e propri apparecchi di appoggio provvisori in acciaio (Fig. 5) che garantissero la planarità dei vincoli e l'assenza di azioni orizzontali sui puntelli provvisori.



Figura 5 – Appoggi provvisori sul plinto

Sono quindi stati varati i cinque elementi centrali con gru di 300 ton di portata per poter garantire la necessaria mobilità dei prefabbricati anche negli spazi ridotti disponibili (Fig. 6).



Figura 6 – Elementi centrali in fase di varo

Dopo aver messo in posizione i pezzi centrali, si è proceduto all'infilaggio e al collegamento delle barre di precompressione in corrispondenza dei getti di sutura.

Alla base dell'arco sono state giuntate, mediante manicotti filettati, le 16 barre Φ 36 preventivamente annegate nel traverso di base del plinto. Nelle giunzioni superiori le 6+6 barre delle nervature interne, essendo intere e rettilinee, sono state agevolmente infilate dopo il varo ed ancorate sui ringrossi di testata degli elementi prefabbricati (Fig. 7).

Negli elementi laterali invece, mancando come già detto per motivi estetici il ringrosso sul fianco esterno, sono state predisposte, in fase di prefabbricazione, 6 barre curve poste nell'anima della trave; essendo le barre calandrate a una sola delle estremità si è ricorso anche in questo caso a manicotti filettati per la giunzione con le barre lasciate annegate (con ancoraggi morti) nella testata dell'arco inferiore.

Una volta montate tutte le barre con le rispettive guaine, si è proceduto al getto di sutura delle anime fra gli elementi. Nella giunzione superiore (Fig. 7) tale sutura coincide con il trasverso di collegamento tra le nervature, precompresso anch'esso con 12 barre Φ 32 poiché costituisce il piano di appoggio delle 4 travi prefabbricate provenienti dalle pile. Successivamente sono state tesate ed iniettate tutte le barre longitudinali di collegamento. A suture realizzate, la nascita dell'arco è coincisa con l'operazione di disimpegno dei puntelli provvisori, su cui fino ad ora era gravato tutto il peso della struttura, realizzato progressivamente su ciascuno dei 10 puntelli mediante il calaggio di una serie di vitoni e scatole a sabbia disposti al disotto degli appoggi provvisori degli elementi prefabbricati.



Figura 7 – Particolare della giunzione superiore

Durante tale operazione è stato monitorato il comportamento deformativo della struttura per verificare la corrispondenza degli spostamenti con quelli teorici attesi.

Si è quindi completato il varo delle travi d'impalcato e il successivo getto delle solette, arrivando così alla configurazione attuale del ponte (Fig. 8), la cui messa in esercizio è prevista entro il corrente anno.



Figura 8 – Il ponte completato

5. CONCLUSIONI

Il fascino esercitato dai ponti ad arco è indiscutibile e deriva dall'eleganza propria delle sue forme e dal fatto che gli archi sfruttano al meglio le proprietà dei materiali non resistenti a trazione, calcestruzzo incluso; questi manufatti inoltre, da millenni, rappresentano l'archetipo del ponte.

La loro diffusione si è però drasticamente ridotta a partire dalla fine degli anni '60 sia perché si sono affermate altre strutture, quali i ponti costruiti a sbalzo per conci successivi, e più recentemente quelli strallati, sia per gli alti costi delle centine necessarie per costruirli in modo tradizionale: negli ultimi grandi ponti ad arco in c.a. costruiti tra il 1960 e 1970 (Fiumarella, Aglio etc.) il costo delle opere provvisorie ha superato il 30 % del costo totale dell'opera.

Recentemente i ponti ad arco in c.a. stanno riproponendosi come una soluzione valida per le grandi luci, superiori a 100 m, grazie alla costruzione a sbalzo per conci successivi sorretti da stralli provvisori.

Questa tecnica, alquanto sofisticata, non sembra però essere economicamente competitiva nel caso di luci mediopiccole, cioè tra 50 e 100 m.

In questi casi una valida alternativa può essere costituita dalla prefabbricazione degli archi in segmenti da assemblare in opera, come fatto nell'esempio illustrato.

L'INFLUENZA DELLE CARATTERISTICHE SPAZIALI DELL'EVENTO SISMICO SUL COLLASSO DI STRUTTURE INTELAIATE IN C.A.

Luigi Petti, Ivana Marino

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Salerno

SOMMARIO

Il lavoro espone e discute una nuova rappresentazione spettrale delle azioni sismiche che permette di indagare la direzionalità di un evento nel piano in un sito di riferimento. Le informazioni che si ottengono da tale rappresentazione consentono una migliore comprensione delle modalità di collasso degli edifici, permettendo di individuare la risposta sismica peggiore sulla base della conoscenza della direzione di minor resistenza degli edifici stessi. L'efficacia di tale rappresentazione è indagata nello studio analizzando la risposta sismica di strutture benchmark.

SUMMARY

A new spectral seismic representation is herein presented and discussed with the aim to assess the spatial seismic characteristics. Such a description allow to better understand the collapse behaviour of building and, therefore, assess the worst seismic response by considering the less seismic capacity direction. The effectiveness of the proposed representation is herein evaluated by studying the seismic response of benckmark structures.

1. INTRODUZIONE

Come è noto, le norme sismiche si basano sull'uso di azioni statiche equivalenti valutate sulla base della risposta spettrale di un oscillatore semplice. Tale risposta è generalmente descritta in termini di pseudo-accelerazione in funzione del periodo fondamentale di vibrazione e del fattore di smorzamento della struttura.

In generale, sono previste due famiglie di spettri per descrivere le azioni orizzontali e quelle verticali. Per quanto attiene le componenti orizzontali, è prevista la combinazione degli effetti, ottenuti applicando le azioni nelle due direzioni principali, nell'ipotesi che non esista una direzione preferenziale con cui lo scuotimento sismico si manifesta nel sito di interesse.

Dalla lettura delle componenti NS ed EW di eventi storici si evidenzia, pur tuttavia, che lo scuotimento sismico in un sito è generalmente caratterizzato da direzioni preferenziali in conseguenza della genesi dei singoli eventi, della propagazione del segnale sismico dall'epicentro al sito di interesse e degli effetti locali.

Tali caratteristiche di direzionalità in un sito potrebbero essere indagate mediante la costruzione di spettri di risposta per differenti direzioni. Nello studio si propone una nuova rappresentazione spettrale che consente, sulla base dell'analisi della risposta di un oscillatore semplice a comportamento lineare appositamente orientato nel piano, di indagare la risposta spettrale nelle differenti direzioni. Tale rappresentazione è qui detta spettro polare.

Al fine di valutare l'efficacia di tale rappresentazione e

meglio comprendere gli effetti della direzionalità di un evento sismico sulla risposta dinamica di un edificio vengono illustrati e discussi alcuni casi studio, considerando due strutture benchmark.

Il primo edificio (Struttura A) è una struttura intelaiata in c.a. di 5 piani avente pianta ad L, proposta nell'ambito delle attività del Gruppo di Ricerca Linea 2 – Task 3 del progetto RELUIS [13].

Il secondo edificio (Struttura B) è la struttura intelaiata in c.a. di tre piani considerata nel Progetto SPEAR [14].

Di tali strutture benchmark è stata valutata la risposta dinamica non lineare al passo nei confronti di eventi sismici registrati considerando differenti orientamenti in pianta delle stesse.

L'analisi dei risultati evidenzia che, in generale, il collasso si attinge nelle direzioni per cui la domanda sismica è maggiore in corrispondenza dei periodi fondamentali di vibrazione. Inoltre, lo studio mostra che allineando la struttura in modo che la direzione di massima domanda sismica corrisponda con quella di minor resistenza si determina la risposta peggiore. A tal fine, la direzione di minor resistenza è stata valutata mediante l'impiego di domini di resistenza piani elaborati per mezzo di analisi statiche non lineari mediante una procedura già proposta dagli autori [10].

La nuova rappresentazione spettrale proposta ed i domini piani di resistenza consentono, nell'ambito di analisi semplificate statiche non lineari, di procedere ad una valutazione più accurata delle prestazioni sismiche di un edificio, sia esso esistente che di nuova costruzione. Ciò, anche nel caso di edifici non regolari in pianta, per i quali, come è noto, le procedure statiche non lineari standardizzate non consentono di cogliere il contributo latero-torsionale sulla risposta complessiva, contributo che può essere significativo soprattutto in campo post-elastico [1-8].

2. IL CONCETTO DI "SPETTRO POLARE"

Le caratteristiche di direzionalità di un evento sismico in un sito possono essere indagate, come detto, mediante l'uso di spettri costruiti per differenti direzioni.

In particolare, per un dato evento, dalla registrazione delle componenti del moto sismico nelle due direzioni principali, NS ed EW, è possibile valutare lo spettro lungo qualsiasi direzione α nel piano, considerando la risposta di un oscillatore semplice soggetto alla componente del moto sismico nelle direzioni considerate. L'insieme degli spettri valutati in ogni direzione consente di costruire una superficie spettrale che definisce completamente l'evento sismico nel piano.

Nel caso, ad esempio, dell'evento di Erzincan (Turchia) del 1992 (tratto dal catalogo *European Strong Motion Database*) si ottiene la superficie spettrale rappresentata in figura 1 per l'oscillatore semplice caratterizzato da un fattore di smorzamento ξ =0,05.



Figura 1 - Superficie spettrale costruita per l'evento Erzincan (000535) e ξ =0,05

Al fine di una più immediata visualizzazione della variabilità dell'evento nel piano è possibile riferirsi alla proiezione in pianta della superficie spettrale mediante una mappatura cromatica. Tale rappresentazione è qui definita "spettro polare".

Gli spettri polari così calcolati descrivono per un fissato angolo α l'intensità della pseudo-accelerazione spettrale al variare del periodo. In tale rappresentazione i cerchi concentrici individuano la risposta dell'insieme degli oscillatori semplici definiti da uno stesso periodo di vibrazione al variare del loro orientamento nel piano, angolo α .

Si evidenzia che negli spettri polari la descrizione della risposta per un angolo α risulta uguale a quella per l'angolo α +180°.

Nella Figura 2 si riporta, ad esempio, lo spettro polare in termini di pseudo-accelerazione per l'evento di Erzincan.

L'analisi della figura 2 mostra che, nel caso dell'evento di Erzincan, la direzione di massimo impegno sismico varia al variare del periodo considerato. In particolare, al crescere del periodo, la direzione di massimo impegno varia da circa 90° (T=0,3 sec) a circa 5° (T=1,8 sec).



Figura 2 - Spettro polare in termini di pseudo-accelerazione calcolato per l'evento di Erzincan (Codice 000535) e $\xi=0,05$

Nel caso, invece, si consideri l'evento di South Iceland aftershock (Islanda) del 2000 (tratto dal catalogo *European Strong Motion Database*), lo spettro polare mostrato in Figura 3 evidenzia che l'impegno massimo si attinge, al variare del periodo, sempre lungo la direzione 75°.



Figura 3 - Spettro polare in termini di pseudo-accelerazione calcolato per l'evento South Iceland aftershock (Codice 006334) e Z=0,05

È interessante osservare che per lo stesso evento sismico di South Iceland aftershock lo spettro polare valutato per una differente stazione presenta caratteristiche di direzionalità differenti (Figura 4).



Figura 4 – Spettro polare in termini di pseudo-accelerazione calcolato per l'evento South Iceland aftershock (Codice 006328) e ξ=0,05

L'analisi degli spettri polari rappresentati nelle figure 2-4 mostra chiaramente come gli effetti di direzionalità osservabili in un sito possono variare al variare dell'evento sismico o al variare del sito per lo stesso evento.

3. DOMINI DI RESISTENZA NEL PIANO

Ai fini dello studio della risposta statica non lineare delle strutture asimmetriche in pianta è possibile costruire domini limite in termini di spostamento o resistenza sulla base dei risultati di analisi statiche non lineari condotte al variare della direzione delle distribuzioni di carico orizzontale nel piano [10]. Tali domini riportano gli spostamenti del nodo di controllo, assunto nel centro di massa dell'ultimo livello, ovvero il tagliante alla base nelle differenti direzioni e per i singoli stati limite considerati.

Di seguito si riportano le principali caratteristiche. i fini dello studio delle strutture benchmark esaminate.

La *Struttura A* è uno dei tre casi studio proposti nell'ambito delle attività del progetto ReLUIS – linea 2 – task 3 finalizzate allo studio del comportamento sismico delle costruzioni irregolari mediante analisi non lineari. Tale edificio presenta pianta ad L e si sviluppa su cinque livelli fuoriterra per un'altezza complessiva di circa 18m. La struttura portante è intelaiata in c.a. e presenta orizzontamenti in laterocemento. Complessivamente la struttura presenta 5 telai in entrambe le direzioni principali. Le travi che supportano i solai hanno generalmente sezione 30x60, mentre quelle che corrono parallelamente agli stessi hanno sezione 25x50. I pilastri hanno sezioni variabili tra 40x40 e 70x40. I materiali utilizzati sono calcestruzzo Rck 250 ed acciaio FeB44k.



La Struttura B è la struttura benchmark realizzata nell'ambito del progetto di ricerca Europeo SPEAR (*Seismic performance assessment and rehabilitation of existing buildings*). La struttura portante, in calcestruzzo armato, è intelaiata e si sviluppa su 3 livelli con altezza di interpiano pari a 3m. I pilastri hanno sezione 25x25cm e 25x75cm, mentre le travi emergenti hanno sezione 25x50cm. Lo spessore degli orizzontamenti è pari a 15cm. La resistenza a compressione del calcestruzzo risulta pari a 25MPa, quella delle barre di acciaio da 12mm pari a 459MPa mentre quella delle barre di acciaio da 10mm, 377MPa.



Nelle figure 5 e 6 si riportano i domini limite per le strutture oggetto di indagine in termini di tagliante alla base e di spostamento del nodo di controllo in corrispondenza del collasso per distribuzioni di carico uniforme e triangolare. Le analisi sono state condotte su modelli agli elementi finiti mediante il programma OpenSEES (versione 1.7.3 [9]) e la condizione di collasso è definita in termini di curvatura ultima.



Figura 5 - Domini Limite per la struttura A: in termini di taglio alla base (in alto) e di spostamenti del nodo di controllo (in basso)



Figura 6 - Domini Limite per la struttura B: in termini di taglio alla base (in alto) e di spostamenti del nodo di controllo (in basso)

In tabella 1 si riportano le principali proprietà dinamiche dei modelli indagati. In particolare si riporta per ogni forma modale il periodo di vibrazione (T), la massa partecipante espressa in percentuale nelle due direzioni principali in pianta (M%), e la somma delle stesse fino al periodo considerato (Sum).

Tabella 1: Proprietà modali della struttura A (sulla sinistra) e della struttura B (sulla destra)

Modo	T(s)	M%x	M%y	SumX	SumY	Modo	T(s)	M%x	M%y	SumX	SumY
1	1,35	10,9%	52,1%	10,9%	52,1%	1	1,03	67,4%	1,6%	67,4%	1,6%
2	1,22	56,9%	19,6%	67,8%	71,8%	2	0,84	15,1%	28,3%	82,5%	29,9%
3	0,99	10,8%	9,2%	78,6%	80,9%	3	0,67	1,8%	58,1%	84,4%	88,0%
4	0,42	0,9%	8,5%	79,4%	89,4%	4	0,31	7,6%	0,7%	92,0%	88,7%
5	0,38	9,4%	1,9%	88,8%	91,2%	5	0,25	3,6%	3,6%	95,6%	92,3%
6	0,31	1,5%	1,1%	90,3%	92,4%	6	0,21	2,3%	0,0%	98,0%	92,3%
7	0,23	0,1%	4,1%	90,4%	96,5%	7	0,21	0,5%	5,7%	98,4%	98,1%
8	0,20	4,2%	0,5%	94,6%	97,0%	8	0,17	1,6%	0,3%	100,0%	98,3%
9	0.17	0.9%	0.5%	95.5%	97.5%	9	0,12	0.0%	1,7%	100,0%	100,0%

4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

Al fine di valutare la capacità di descrivere le condizioni di collasso mediante l'uso dei domini limite e degli spettri polari sono state condotte analisi dinamiche non lineari incrementali per valutare la risposta delle strutture indagate agli eventi sismici di Montenegro (Yugoslavia) del 1979 e di Erzincan

(Turchia) del 1992 (tratti dal catalogo *European Strong Motion Database*).

In particolare, tali analisi sono state condotte, per ogni evento sismico, prevedendo la struttura orientata in pianta a 0° ovvero 90° ed amplificando le componenti orizzontali dell'evento sismico fino al raggiungimento del collasso.

Di seguito, per ogni evento, si riportano:

- lo spettro polare con la rappresentazione dei principali periodi propri di vibrazione traslazionali della struttura;
- il confronto tra i risultati delle analisi dinamiche non lineari ed il dominio limite in termini di spostamenti del nodo di controllo assunto coincidente con il baricentro dell'ultimo impalcato.

Le figure 8-9 mostrano la risposta della struttura A all'evento Montenegro (codice *000199* – Figura 7).

L'analisi dei risultati evidenzia che il collasso della struttura si attinge lungo lo stesso asse di inclinazione al variare dell'orientamento in pianta della stessa. Per tale direzione risulta massima la risposta spettrale polare in corrispondenza del 1° e del 2° periodo di vibrazione (figura 7).

In entrambi i casi, inoltre, il collasso si attinge in corrispondenza del dominio limite ottenuto con distribuzione di carico triangolare.



Figura 7 – Spettro Polare – Evento di Montenegro (codice 000199) – Indicazione dei periodi di vibrazione principali della struttura A



Figura 8 – Struttura A – Confronto tra NDP (Non Linear Dynamic Procedure) e NSP (Non Linear Static Procedure) in termini di spostamenti del nodo di controllo per l'evento Montenegro per orientamento in pianta 0° (NDP fattore di amplificazione 0,35) – Linea sottile (NSP distribuzione uniforme), linea tratteggiata (NSP distribuzione triangolare), linea di spessore più elevato (NDP)



Figura 9 – Strutture A – Confronto tra NDP (Non Linear Dynamic Procedure) e NSP (Non Linear Static Procedure) in termini di spostamenti del nodo di controllo per l'evento Montenegro (codice 000199) per orientamento in pianta 90° (NDP fattore di amplificazione 0,35) – Linea sottile (NSP distribuzione uniforme), linea tratteggiata (NSP distribuzione triangolare), linea di spessore più elevato (NDP)



Figura 10 – Spettro Polare – Evento di Erzincan (codice 000535) – Indicazione dei periodi di vibrazione principali della struttura B



Figura 11 – Struttura B – Confronto tra NDP (Non Linear Dynamic Procedure) e NSP (Non Linear Static Procedure) in termini di spostamenti del nodo di controllo per l'evento Erzincan ed orientamento in pianta 0° (NDP fattore di amplificazione 0,32) – linea tratteggiata (NSP distribuzione triangolare), linea di spessore più elevato (NDP)



Figura 12 – Struttura B – Confronto tra NDP (Non Linear Dynamic Procedure) e NSP (Non Linear Static Procedure) in termini di spostamenti del nodo di controllo per l'evento Erzincan ed orientamento in pianta 90° (NDP fattore di amplificazione 0,44) – linea tratteggiata (NSP distribuzione triangolare), linea di spessore più elevato (NDP)

Le figure 11-12 riportano la risposta della struttura B all'evento di Erzincan (codice 000535 – Figura 10).

Ancora una volta, si osserva che il collasso si attinge per lo stesso asse di inclinazione al variare dell'orientamento in pianta della struttura. In tale direzione è massima la risposta spettrale in corrispondenza dei modi principali di vibrare.

Comportamenti similari si ottengono nel caso di altri eventi sismici. Ne risulta quale prima osservazione che, in generale, una struttura tende a collassare nella direzione per la quale è massima la risposta spettrale polare in corrispondenza dei periodi fondamentali di vibrazione.

Tali risultati inducono a pensare che è possibile valutare la minima resistenza sismica di un edificio orientando lo stesso in modo da far combaciare la direzione di minore resistenza, valutata per mezzo dei domini di resistenza ottenuti staticamente, con l'asse di massima risposta spettrale in corrispondenza dei periodi principali di vibrazione.

A tal proposito si presentano nelle Figure 13 e 14 i risultati ottenuti per le strutture indagate.

Nel caso della struttura A e dell'evento South Iceland (cod. 06334), la massima risposta spettrale in corrispondenza dei periodi principali di vibrazione si attinge approssimativamente lungo la direzione 75°, mentre la direzione di minore resistenza per la direzione α =135°. Allineando tali direzioni, la struttura collassa per un fattore di amplificazione dell'evento sismico pari a 0,3, minore di quelli per cui si attinge il collasso per gli orientamenti standard di 0° (0,40) e 90° (0,35).

Nel caso della struttura B e dell'evento di Erzincan (codice 00535), la massima risposta spettrale in corrispondenza dei periodi principali di vibrazione si attinge approssimativamente lungo la direzione 50°, mentre la direzione di minore resistenza per la direzione α =150°. Allineando tali direzioni, la struttura collassa per un fattore di amplificazione dell'evento sismico pari a 0,24 minore di quelli per cui si attinge il collasso per gli orientamenti standard di 0° (0,31) e 90° (0,29).



Figura 13 – Spostamento del nodo di controllo per l'analisi con allineamento critico per la struttura A (NDP – fattore di amplificazione 0,30)



Figura 14 – Spostamento del nodo di controllo nel caso di analisi con allineamento critico della struttura B (NDP – fattore di amplificazione al collasso 0,24)

I risultati ottenuti confermano generalmente un buon accordo tra la procedura statica proposta e le analisi dinamiche non lineari impiegate per la costruzione dei domini limite. Alcune differenze possono essere osservate nel caso di eventi sismici tali da eccitare i modi di ordine maggiore.

5. CONCLUSIONI

Lo studio presenta e discute una nuova rappresentazione spettrale delle azioni sismiche che consente di valutare le caratteristiche spaziali in un sito di riferimento. Tali rappresentazioni, dette spettri polari, consentono, in particolare, di valutare la domanda sismica al variare del periodo fondamentale di vibrazione nelle differenti direzioni nel piano.

Le analisi dinamiche non lineari, condotte su strutture benchmark, hanno evidenziato che le componenti direzionali dell'evento sismico, determinate sulla base degli spettri polari, governano in modo sostanziale la direzione di collasso. Dalle analisi emerge, inoltre, che la risposta peggiore si ottiene allineando la direzione di minor resistenza degli edifici, valutata per mezzo dei domini limite, con l'asse di maggior domanda sismica individuato dallo spettro polare.

BIBILOGRAFIA

- [1] AYALA A. G., TAVERA E. A. (2002) A new approach for the evaluation of the seismic performance of asymmetric buildings. *Proc. of the 7th National Conference on Earthquake Engineering*, Boston.
- [2] AYDINOGLU M. N. (2003) An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*
- [3] CHOPRA A. K., GOEL R. K. (2004) A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering* and Structural Dynamics.
- [4] DE STEFANO M., RUTENBERG A. (1998) Predicting the dynamic response of asymmetric multi-storey wallframe structures by pushover analysis: two case studies. *Proc., 11th Eur. Conf. Earth. Eng.*, A.A. Balkema, Rotterdam.
- [5] FAJFAR P., KILAR V. (1997) Simple push-over analysis of asymmetric buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- [6] FAJFAR P., KILAR V., MARUSIC D., PERUS I. AND MAGLIULO G. (2002) - The extension of the N2 method to asymmetric buildings. Proc. of the fourth forum on Implications of recent earthquakes on seismic risk, *Technical report TIT/EERG, 02/1*, Tokyo Institute of Technology, Tokyo.
- [7] FAELLA G, KILAR V. (1998) Asymmetric multistorey R/C frame structures: push-over versus nonlinear dynamic analysis. *Proc., 11th Eur. Conf. Earth. Engrg.*, A.A. Balkema, Rotterdam.
- [8] MOGHADAM A. S., TSO K. (2000) Pushover analysis for asymmetric and set-back multi-storey buildings. Proc. of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- [9] OPENSEES Open System for Earthquake Engineering Simulation (vers. 1.7.3), Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
- [10] PETTI L., MARINO I., CUOCO L. (2008) Nuovi strumenti per lo studio della risposta sismica di strutture irregolari in pianta. *Ingegneria Sismica 2008*.
- [11] PETTI L., MARINO I., DE IULIIS M., GIANNATTASIO G. (2007) - Problematiche di modellazione delle strutture esistenti in c.a. per la verifica sismica mediante analisi statica non lineare. *Atti XII Convegno ANIDIS*, Pisa, paper 442.
- [12] PETTI L., MARINO I., PALAZZO B. (2007) L'analisi del comportamento sismico delle strutture intelaiate irregolari in pianta mediante analisi statica non lineare. *Atti Giornate AICAP 2007*, Salerno.
- [13] ReLUIS Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica, www.reluis.unina.it.
- [14] SPEAR PROJECT Seismic Performance Assessment and Rehabilitation, www.ikpir.com/projects/spear
- [15] FAJFAR P., DOLSEK M., MARUSIC D., STRATAN A. (2005) - Pre- and post-test mathematical modelling of the SPEAR building. *Proc. of the SPEAR International Workshop*, Ispra.
- [16] DOLSEK M., FAJFAR P. (2005) Post-test analyses of the SPEAR test building. University of Ljubljana.

SISTEMI RESIDENTI PER IL CONTROLLO DEI LIVELLI DI EFFICIENZA STATICA DEGLI EDIFICI IN C.A. DI NUOVA COSTRUZIONE

Giacinto Porco¹, Michele Condino², Dolores Romano², Giulio Zaccaria²

1 Dipartimento di Strutture, Facoltà di Ingegneria, Università della Calabria, Rende (CS)

2 Sismlab s.r.l., Spin-off Università della Calabria, Rende (CS)

SOMMARIO

La valutazione dei livelli di efficienza degli edifici in c.a., è oggi una delle problematiche che con maggiore frequenza interessa i tecnici dell'ingegneria civile. La valutazione dello stato di efficienza statica riguarda non solo il patrimonio edilizio esistente, ma anche gli immobili di recente costruzione. Inoltre, è sempre più evidente la necessità di dotare le nuove costruzioni di strumenti residenti attraverso i quali è possibile eseguire test in tempo reale al fine di poter effettuare, in modo non invasivo e programmato, un controllo sullo stato di salute dell'opera durante la vita utile.

Nel presente lavoro verrà illustrata una metodologia di controllo basata sull'uso di un sistema di monitoraggio strutturale con la quale è possibile verificare le fasi costruttive, il livello di sollecitazione nelle membrature principali e programmare gli interventi di manutenzione nel corso delle fasi di esercizio della struttura.

In particolare per un caso reale di studio, relativo ad un edificio multipiano in c.a. di nuova costruzione saranno ripercorse a partire dalla posa in opera dei sensori, la misura dello stato tensionale e degli spostamenti durante le fasi realizzative e l'effettiva valutazione della distribuzioni degli sforzi nella struttura. Il tutto secondo un protocollo procedurale da applicare, qualora si voglia dotare un immobile in c.a., di un potente strumento di controllo.

SUMMARY

Nowadays the level efficiency valuation for reinforced concrete buildings is one of the most interesting subject in civil engineering. The static efficiency status is important not only for the already existing buildings but also for the new ones.

More than this, having the possibility to programmatically check building conditions with installed tools able to provide real time results without affecting nor the surface neither the frame itself is clearly becoming a growing need.

The following article is meant to show a test methodology based on frames monitoring systems. By this methodology it is possible to monitor the different building construction stages, the main frames' stress level and to program the maintenance activities during the building lifetime.

The subject is a real analysis made on a reinforced concrete multilevel building. The analysis starts from the sensors set up, passes through the tensional stress and movements measurements during the construction stages, and ends with the effective stress distribution evaluation on the frame.

Everything is done following a standard protocol to apply whenever a reinforced concrete building is equipped with such a powerful monitoring tool.

1. INTRODUZIONE

Il controllo dei materiali e delle strutture è divenuto, negli ultimi anni, una delle problematiche maggiormente sentite nel campo dell'ingegneria strutturale. Infatti, accanto alla necessità di disporre di metodologie di calcolo sempre più raffinate, per procedere alla costruzione di strutture ed opere sempre più ardite, si manifesta l'esigenza di verificare il patrimonio edilizio esistente ed eventualmente è richiesto di elevare i coefficienti di sicurezza di strutture datate e/o deteriorate.

In questo campo le tecniche NDT sono di notevole supporto [2], [6] ai tecnici del settore, in quanto, mediante il loro impiego, è possibile rilevare ossature portanti non note, valutare i legami costitutivi dei materiali, ivi compresi i loro limiti ultimi. È d'obbligo tuttavia evidenziare, come sia complesso eseguire indagini su strutture in presenza di elementi di finitura quali, intonaci, pavimenti, rivestimenti ed impianti. Tali difficoltà influiscono negativamente sui costi delle campagne sperimentali, inoltre riducono fortemente, sia per rappresentatività dei campionamenti, sia per la piena affidabilità dei risultati, la possibilità di disporre di dati certi sui parametri meccanici dei materiali in opera. Tali incertezze inducono il tecnico, il più delle volte, ad utilizzare coefficienti di sicurezza più alti che corrispondono ad interventi con contenuti tecnici e geometrici di impegno economico più elevato.

Nonostante oggi, queste problematiche siano note, si continua a realizzare opere che non consentono alcun tipo di

verifica diretta e periodica, né sul comportamento strutturale né sull'eventuale valutazione di efficienza e stabilità nel tempo dei materiali impiegati all'origine, vanificando, quindi la possibilità di poter programmare interventi manutentivi finalizzati alla conservazione del bene.

In base a quanto su esposto, appare chiaro come sia necessario promuovere l'uso di procedure di monitoraggio almeno su strutture di nuovo impianto, sia per garantire in tempi reali risposte circa i livelli di efficienza statica a seguito di eventi eccezionali, sia per non perpetuare nel tempo la realizzazione di opere di cui in futuro saranno ignoti i livelli di affidabilità già solo per semplice degrado materico.

Una formidabile risposta a tali quesiti, viene oggi fornita dai sistemi di monitoraggio residenti basati sull'impiego di sensori a fibra ottica [1]. Con tali tecniche, è possibile valutare in tempo reale, i livelli di deformazione degli elementi portanti principali, siano essi travi, pilastri, fondazioni, pali o impalcati da ponte e giungere pertanto a valutazioni globali di affidabilità [3], [4], [5], [7].

L'installazione di un sistema residente, offre la possibilità di disporre di dati in tempo reale, di fornire efficaci informazioni oggettive, le quali già con tecnica comparativa indicano la presenza di degradi sui materiali od incipienti condizioni di crisi, il tutto in situ od in remoto.

In tale direzione, si colloca il contributo offerto nella presente nota, esplicitato in un protocollo procedurale, con l'obbiettivo di garantire, su un determinato edificio, il controllo delle fasi costruttive, la verifica dell'affidabilità dei modelli di calcolo adottati in fase progettuale e fornire in tempo reale e periodicamente, dati oggettivi per programmare interventi manutentivi. La procedura proposta sia in termini metodologici che operativi, è stata altresì implementata su un caso reale di studio al fine di valutarne l'affidabilità. La verifica condotta con un controllo comparativo in termini di deformazioni, tra le risultanze sperimentali e quelle previste dal calcolo strutturale, evidenzia una buona affidabilità della metodologia proposta.

2. IL MONITORAGGIO STRUTTURALE

Il controllo e monitoraggio strutturale può collocarsi nel tema più ampio della manutenzione e adeguamento delle strutture, che ha avuto particolare impulso grazie alle ultime normative (art. 40 DPR 554/99 per le Opere Pubbliche e Ordinanza 3274/2003 per le Strutture in Zona Sismica, e successive modifiche ed integrazioni).

I benefici del monitoraggio strutturale durante la costruzione, in sede di collaudo ed a lungo termine sono evidenti. Un monitoraggio, continuo o anche solo in fase di collaudo di una struttura può incrementare la conoscenza del suo comportamento reale (riducendo le incertezze sui materiali, sulle azioni e di conseguenza aiutando la progettazione di strutture future più economiche e sicure), determinare parametri utili alla progettazione (costi, dimensionamento), aiutare a garantire la sicurezza (ad esempio scoprendo eventuali riserve di resistenza), ottimizzare gli interventi di manutenzione (segnalando l'eventuale presenza di deficienze strutturali) e di eventuale ripristino sulla base di dati oggettivi, permettendo così di stabilire e pianificare i costi effettivi dell'opera nell'arco della sua vita.

Il monitoraggio consente inoltre di evidenziare con certezza la presenza di eventuali danni alla struttura prodottisi a seguito di eventi eccezionali o per improprie condizioni di carico cui può essere sottoposta l'opera durante la vita utile. Concretamente, quanto esposto, può essere reso disponibile misurando ad esempio i regimi di deformazione delle barre di acciaio inserite nel calcestruzzo, mediante dei rilevatori a fibra ottica utilizzati alla stregua degli *strain gauge* ma con potenzialità e limiti non paragonabili agli strumenti resistivi da laboratorio.

Nelle sezioni seguenti, verranno a tal proposito illustrate le finalità e gli obiettivi del controllo basato su sensori a fibra ottica.

2.1 Finalità ed obiettivi del monitoraggio strutturale tramite sensori a fibra ottica applicato agli edifici in c.a. di nuova realizzazione

I sensori a fibra ottica sono strumentazioni che, sfruttando i principi di ottica ondulatoria, adottano per le misurazioni non più le proprietà della corrente elettrica bensì quelle della luce. Tale metodologia, che gli esperti definiscono "monitoraggio ottico", è stata concepita per annullare gli svantaggi esibiti dalle attrezzature basate su principi di elettromagnetismo.

Il monitoraggio strutturale, eseguito con la tecnologia dei sensori a fibre ottiche residenti per annegamento nelle membrature portanti, permette di sorvegliare nel tempo, con periodicità programmata, la funzionalità statica delle strutture, mediante il controllo delle deformazioni e degli spostamenti.

E' importante sottolineare che, soprattutto nel caso di strutture di nuova costruzione, la posa in opera di un sistema di monitoraggio strutturale a fibre ottiche, a fronte di un costo percentualmente minimo rispetto a quello dell'opera nel suo complesso, fornisce uno strumento fondamentale per la valutazione dell'efficienza strutturale nel tempo.

Per tutti gli elementi strutturali in c.a., sia di fondazione (travi, plinti e pali) sia di elevazione (travi e pilastri), i sensori dovranno essere collocati sulle barre di armatura prima della fase di getto. Ciò permetterà di avere informazioni sin dalla fase di maturazione del calcestruzzo.

La realizzazione di un sistema di monitoraggio continuo a fibra ottica per le strutture in c.a. consente quindi, di perseguire una serie di importanti obiettivi, quali:

- Controllare la corretta esecuzione delle diverse parti strutturali, e valutare il reale impegno dei materiali nelle diverse fasi realizzative, permettendo un controllo sistematico della rispondenza dell'opera al progetto, che risulta di grande supporto sia all'attività del direttore dei lavori che del collaudatore.
- Verificare i livelli di maturazione dei calcestruzzi armati ed in particolare valutare l'effetto del ritiro sia in termini di deformazioni sia in termini di tensioni indotte, offrendo la possibilità di assumere in merito, informazioni specificatamente relative alle strutture oggetto di indagine.
- Le letture strumentali effettuate all'entrata in servizio dell'opera, consentono di avere un riferimento costante, da comparare, con letture acquisite nel corso della vita utile. Tali comparazioni permetteranno di identificare eventuali degradi dei materiali o ridistribuzioni di sollecitazioni sull'opera in modo da pianificare, con dati oggettivi, eventuali interventi di manutenzione ordinaria o straordinaria.
- Tutte le informazioni acquisite attraverso il sistema permanente di monitoraggio, costituiscono parte integrante del fascicolo e/o piano di manutenzione

dell'opera, ed evidenziano non solo eventuali variazioni nel tempo del comportamento strutturale, ma sono un riferimento fondamentale qualora si voglia verificare la condizione dell'opera a valle di eventi straordinari (eventi sismici, frane, alluvioni).

 Ridurre le spese inerenti le attività connesse con il collaudo, permettendo la valutazione "diretta" dell'impegno statico delle diverse parti strutturali senza l'esecuzione delle tipiche operazioni relative alle prove di carico (posizionamento comparatori e sistemi di misura).

3. UNA METODOLOGIA PER IL CONTROLLO DEI LIVELLI DI EFFICIENZA DI EDIFICI DI NUOVA COSTRUZIONE

La metodologia proposta per il controllo durante le fasi costruttive, il collaudo e la vita utile di un edificio in c.a. può essere esplicitata attraverso un protocollo procedurale costituito da fasi operative ben distinte:

A. PROGETTAŽIONE DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO

- Analisi del fabbricato in termini architettonici e strutturali.
- Identificazione degli elementi strutturali da monitorare mediante Criterio di fascia.
- Scelta dei punti dove collocare i rilevatori.
- Definizione dei tempi di esecuzione delle letture e delle modalità di rilevazione. Ossia letture a breve, medio e lungo termine.
- Redazione di elaborati grafici e specifiche esecutive.
- B. INSTALLAZIONE DEL SISTEMA DURANTE LE FASI COSTRUTTIVE
 - Installazione dei sensori sulle barre di armature -Parte attiva-.
 - Posa dei cavi di collegamento ai box di lettura -Parte passiva-.
 - Verifica di funzionalità del sensore -Lettura di verifica-

C. ATTIVITÀ SPERIMENTALE

- Letture dei livelli di deformazione nelle ore successive al getto. Tali misurazioni, in special modo per i pilastri, che risultano prima di accogliere i solai, isostatici, consentono di valutare gli effetti del ritiro sul calcestruzzo armato. Si tratta di misure a breve termine.
- Letture programmate nel corso della esecuzione dell'opera, al fine di verificare le variazioni di sollecitazioni su alcune membrature per effetto della realizzazione di parti della struttura (es. solai, coperture, etc.). Si tratta di misure a medio termine.
- Letture a completamento dell'opera, in fase di collaudo ed alla sua entrata in servizio. Sono letture utili per definire uno zero di riferimento, in modo da effettuare successivamente controlli mediante comparazione. Misure a medio termine.
- Letture cicliche da effettuare nel primo anno di vita dell'opera per valutare come gli effetti antropici stagionali modificano il regime di sollecitazione. Tali misure, che sono da considerarsi a medio termine, consentono di affinare i valori di zero

acquisiti in fase di entrata in servizio e costituiranno i riferimenti definitivi per controllare periodicamente l'immobile.

- Letture nel corso della vita utile con cadenza biennale finalizzate alla verifica di funzionalità statica, al controllo del degrado dei materiali ed alla programmazione degli interventi di manutenzione ordinaria. Letture a lungo termine.
- Lettura nel corso della vita utile a valle di eventi eccezionali quali eventi sismici, o a seguito di improprie condizioni di carico prodotte e non previste in fase progettuale, finalizzate alla verifica della integrità della struttura. Letture a lungo termine.

Le fasi operative sopra descritte, ovviamente per brevità di esposizione, non risultano pienamente esaustive nelle attività che complessivamente occorre porre in essere nella predisposizione del sistema di monitoraggio. Ad esempio, in fase progettuale sarà necessario operare in aree, dove non sono presenti singolarità, solo in questo modo sarà possibile assicurarsi misure affidabili dei regimi di deformazione degli acciai. Le attività sperimentali poi, potranno essere meglio orientate, sia al controllo delle singole membrature per verificare la qualità dei materiali, sia globalmente per verificare la risposta strutturale.

4. CAMPAGNA SPERIMENTALE: IL CONTROLLO DI UN EDIFICIO MULTIPIANO IN C.A.

La metodologia di controllo, proposta nella presente nota, è stata implementata su un edificio in c.a. di nuova costruzione, con caratteristiche strutturali e dimensionali di gran lunga superiori rispetto ai valori medi che si rilevano per altre realtà edilizie sul territorio nazionale. Gli obiettivi posti alla base della campagna sperimentale sono i seguenti:

- Controllare in opera i requisiti di idoneità dei materiali.
- Verificare nelle fasi costruttive l'evoluzione del regime di sollecitazione sulle membrature portanti.
- Dotare l'immobile di dati affidabili con i quali eseguire periodicamente controlli di efficienza statica nel corso della vita utile.

Per brevità di esposizione e considerando che la sperimentazione è attualmente ancora in corso, nella nota verranno riportati i risultati sperimentali relativi al solo secondo punto.

L'edificio (Fig. 1) realizzato integralmente in c.a. presenta 23 piani fuori terra, oltre ad uno completamente interrato di estensione maggiore rispetto agli ingombri dei livelli fuori terra. Gli scarichi prodotti dalla sovrastruttura sono distribuiti su una palificata solidarizzata da una piastra di fondazione. Attualmente, sono in corso i lavori di finitura, essendo state ultimate le fasi realizzative delle parti in calcestruzzo armato.

In riferimento al protocollo proposto, è stato redatto il progetto del sistema di monitoraggio, identificando in pianta gli elementi portanti che, secondo un criterio di fascia, manifesteranno i regimi di sollecitazione, per carichi verticali e/o sisma, più rappresentativi (Fig. 2).

Con analoga metodologia, sono state identificate ai diversi livelli le membrature orizzontali da strumentare, prevedendo complessivamente un numero di 52 sensori a fibra ottica, inseriti in fase di realizzazione (getto) così distribuiti (Fig. 3):



Figura 1 – Vista 3D dell'edificio



Figura 2 – Carpenteria IV L. – Elementi monitorati: Travi e pilastri

- n. 4 sensori per i pali di fondazione;
- n.4 sensori per le travi di fondazione;
- n. 44 sensori per pilastri e travi dei vari piani in elevazione.



Figura 3 – Elementi resistenti monitorati

Ogni gruppo di sensori, relativo ad un determinato piano, è collegato ad un box di connessione dal quale potranno essere registrate le misurazioni dei sensori annegati nei pilastri e travi dell'intero livello.

Nella prima parte della sperimentazione, sono state effettuate misurazioni a breve e parzialmente a medio termine, mentre sono ancora in corso di esecuzione le misure di completamento a medio termine e sono state programmate quelle a lungo termine.

Per brevità di esposizione, verranno illustrati i risultati sperimentali relativi ai due pilastri monitorati e ubicati al IV ordine (Fig. 4), mostrando gli incrementi di sforzo registrati a seguito della realizzazione dei solai partendo dall'XI impalcato fino al XVII (Fig. 5). La variazione di tensione sull'acciaio su entrambe le membrature, è stata valutata assumendo lo sforzo presente nei pilastri, alla costruzione del VII impalcato, come valore di zero. Ciò a dire che nei grafici, il dato relativo al XI solaio è già un incremento di tensione sulla barra monitorata e non un valore assoluto.



Figura 4 – Installazione dei sensori -Pilastri IV ordine

In perfetta analogia, è stato effettuato un calcolo numerico con un codice agli elementi finiti per valutare gli incrementi di tensione sugli acciai dei due pilastri tale da rendere disponibili dei valori da comparare con i risultati sperimentali. Nelle figure 6 e 7 sono riportati in forma adimensionalizzata gli incrementi di tensione sul pilastro 5 e 13 registrati con le misure di deformazione e quelli previsti numericamente.



Figura 5 - Realizzazione del XVII Livello

La valutazione teorica delle tensioni è stata effettuata utilizzando le ipotesi canoniche della tecnica delle costruzioni, ossia conservazione delle sezioni piane, omogeneizzazione con coefficiente pari ad a 15, ipotesi di calcestruzzo teso non collaborante. Per quanto attiene al riscontro tensionale, ricavato dalle misure di deformazione sulla base di misura del sensore pari a 30 cm, si è fatto riferimento alla legge di Hooke.



Figura 6 – Pilastro 5 – Incrementi di tensione adimensionalizzati teorici e sperimentali nelle varie fasi costruttive



Figura 7 – Pilastro 13 – Incrementi di tensione adimensionalizzati teorici e sperimentali nelle varie fasi costruttive

Complessivamente per entrambe le membrature si apprezza una discreta concordanza dei valori con scostamenti che al più raggiungono variazioni del 20%. La buona aderenza tra risultati di sperimentali e previsioni di calcolo, attesta la corretta rispondenza dell'opera al progetto, una buona esecuzione delle opere ed inoltre, in forma indiretta, che la modellazione di calcolo adottata corrisponde sufficientemente al comportamento reale della struttura.

5. CONCLUSIONI

La metodologia proposta, basata sull'uso dei sensori a fibra ottica, costituisce un utile strumento per il controllo della efficienza statica di edifici in c.a. di nuova costruzione. In particolare, mediante un sistema di monitoraggio residente, sarà possibile verificare l'affidabilità degli edifici a valle di eventi particolari, quali sisma, o condizioni di carico eccezionali.

Il sistema residente, sin dalle fasi realizzative, offre altresì la possibilità di modulare le attività sperimentali con rilevazioni sul breve, medio e lungo periodo. È possibile, peraltro, seguire le fasi di maturazione del calcestruzzo per alcuni elementi, valutando gli effetti delle azioni secondarie quali il ritiro o le variazioni termiche, sui regimi di sollecitazione. Inoltre, per come è stato mostrato dai risultati sperimentali, anche l'incremento dei regimi di sforzo, prodotto dalla realizzazione di porzioni di edificio, è rilevabile su travi e pilastri per la verifica della corretta esecuzione e per il controllo della distribuzione di carico prevista in fase progettuale.

Infine, l'uso di un sistema residente, risolve altresì anche questioni inerenti il collaudo statico. Infatti, a seguito della prova di carico, i sensori consentono di verificare la risposta strutturale in termini di impegni tensionali in aggiunta alle usuali tecniche sperimentali orientate esclusivamente al controllo delle frecce elastiche.

BIBLIOGRAFIA

- P. GUIDI (1989), Fibre ottiche. Tecnologia e applicazioni, Manuali di Elettronica Applicata, F. Muzzo Editore.
- [2] R. GIACCHETTI, S. BUFARINI, V. D'ARIA (2005), Il controllo strutturale degli edifici in cemento armato e muratura, EPC Libri.
- [3] RAYMOND M. MEASURES (2001), Structural monitoring with fiber optic technology, Academic Press.
- [4] D. INAUDI, N.CASANOVA E ALTRI (1999), SOFO: Structural monitoring with fiber optic technology.
- [5] D. INAUDI, A. FIGINI (2004), Monitoraggio strutturale dinamico con fibre ottiche. Smartec SA.
- [6] AIPND ASSOCIAZIONE ITALIANA PROVE NON DISTRUTTIVE. – (1999), Atti del corso –"Prove non distruttive nel calcestruzzo armato". Laboratorio Dipartimento di Strutture Università della Calabria. Arcavacata di Rende (CS) 2-3-4 Giugno 1999.
- [7] P.G. MALERBA, Monitoraggio delle strutture dell'ingegneria civile. CSIM – International Centre For Mechanical Sciences – Collana di ingegneria strutturale n° 9 (1195).

SPERIMENTAZIONE SU PARETI IN C.A. REALIZZATE MEDIANTE GETTO ENTRO BLOCCHI IN LEGNO MINERALIZZATO

Roberto Scotta, Renato Vitaliani

Dipartimento di Costruzioni e Trasporti - Università di Padova

SOMMARIO

Vengono presentati i risultati di una campagna estesa sperimentale condotta su campioni di pareti realizzate mediante getto di calcestruzzo armato entro blocchi cassero in legno mineralizzato. Trattasi di una tipologia costruttiva piuttosto diffusa nei paesi del nord Europa, specie in Germania e Austria, che si sta progressivamente imponendo anche in Italia per le sue spiccate favorevoli caratteristiche di eco-compatibilità e eco-sostenibilità. Infatti i blocchi sono realizzati con l'impiego di materiali naturali, legno e cemento. Il ciclo di produzione richiede un limitato apporto energetico, non genera materiali di scarto e i residui di lavorazione sono interamente riciclabili. Inoltre il legno mineralizzato presenta di per sé ottime caratteristiche di isolamento termico e acustico - che possono essere ulteriormente migliorate con l'affiancamento di materiali isolanti - traspirabilità e fonoassorbenza. La diffusione di tale tipologia costruttiva in Italia è peraltro ostacolata dalla mancanza di regole specifiche di verifica strutturale, specie per l'utilizzo in ambito sismico.

Per caratterizzare il loro comportamento meccanico sono state condotte prove fino a rottura su pareti snelle soggette a compressione eccentrica e di compressione diagonale su pannelli tozzi. Si è fatto anche ricorso a simulazioni numeriche non lineari allo scopo di meglio comprendere e quindi integrare i risultati sperimentali. Il lavoro svolto ha permesso di definire una proposta analitica utilizzabile per la progettazione e verifica della tipologia di parete studiata.

SUMMARY

The results from experimental tests on wall specimens realised by mean of concrete casting into blocks made of mineralised wood are presented. Such a construction technology is largely diffused in northern Europe, especially in Germany and Austria, but it is also expanding in Italy, thanks to its favourable characteristics of eco-compatibility and eco-sustainability. In fact blocks are made of natural materials, wood and cement mainly, their production cycle is low energy demanding, no waste materials are produced and the working residual are entirely recyclable. Mineralised wood moreover assure optimal characteristics of thermal insulation, vapour diffusivity and soundproofing.

In Italy the diffusion of such technology is perhaps obstructed for the lack of a specific design guideline, applying also to seismic zones. In order to characterise the mechanical behaviour of the walls a set of slender panels subjected to eccentric compression and on square panels subjected to diagonal compression have been loaded up to failure. Non linear numerical simulation have been moreover performed to clearly understand the experimental results and then to extend their application range. Such a preliminary work allowed to forward a proposal of analytical rules for the design and verification of the investigated wall typology.

1. INTRODUZIONE

Le pareti strutturali realizzate con l'uso di blocchi-cassero in legno mineralizzato, all'interno dei quali viene posizionata un'armatura verticale ed orizzontale diffusa prima di essere riempiti con un getto di calcestruzzo, costituiscono una interessante alternativa alle murature tradizionali in virtù oltre che dei pregi strutturali anche nell'ottica della sostenibilità ambientale. Infatti il legno-mineralizzato, essendo formato principalmente da un impasto umido di fibre di legno e cemento, portato a maturazione accelerata in forni a bassa temperatura, è un materiale completamente naturale, non inquinante e interamente riciclabile, il cui ciclo di produzione richiede un apporto energetico molto ridotto e l'utilizzo di materiali naturali ampiamente disponibili in natura.

Inoltre il legno mineralizzato garantisce ottima durabilità,

ha un ridottissimo coefficiente di trasmissione di calore, pur assicurando ottima permeabilità al vapore e favorevoli caratteristiche di fonoassorbenza. E' pertanto un materiale ottimale dal punto di vista della vivibilità e eco-sostenibilità delle costruzioni. In ragione della maggiore sensibilità collettiva per gli aspetti ambientali, il sistema costruttivo delle pareti in legno mineralizzato sta pertanto assorbendo negli ultimi anni una sempre crescente quota di mercato, specie nelle regioni del Nord Italia dove le esigenze di contenimento dei consumi energetici sono più stringenti.

Dal punto di vista strutturale tale tipologia di pareti si può assimilare ad una muratura armata in cui la funzione strutturale è demandata unicamente al grigliato in c.a. che si viene a formare al suo interno. Il comportamento strutturale di questa tipologia di pareti è stato oggetto di precedenti campagne di indagine specialmente in Austria e Germania, paesi nei quali già esiste una norma di indirizzo per la loro verifica, peraltro non ben dettagliata. In Italia erano state condotte invece poche validazioni sperimentali, del tutto insufficienti per la definizione di una linea guida di riferimento per la progettazione di edifici realizzati con tale tecnica.

Si è pertanto ritenuto opportuno approfondire la conoscenza sulla risposta di tali strutture, anche rispetto alle azioni sismiche, nel quadro delle recenti evoluzioni della normativa italiana sulle costruzioni.

Nel corso della campagna sperimentale, che è stata condotta presso il Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università di Padova, sono stati portati a rottura per compressione pannelli alti di varia snellezza, in diverse condizioni di eccentricità e di armatura. Inoltre al fine di caratterizzarne il comportamento a taglio, sono state condotte prove di compressione diagonale su pannelli a corsi diversamente inclinati e diverso grado di armatura.

I risultati sperimentali ottenuti sono stati messi a confronto con quelli di una modellazione numerica agli elementi finiti in campo non lineare, che ha permesso di meglio comprendere i meccanismi di rottura riscontrati e inoltre di estendere i risultati delle prove sperimentali.

Infine, sulla base dei risultati sperimentali e numerici sopra elencati, e di altri dati disponibili in letteratura ([2], [3]), è stata convalidata e affinata una proposta analitica di verifica strutturale delle pareti, in linea con la recente normativa tecnica italiana, che viene sintetizzata nel seguente lavoro. Una trattazione più estesa di quanto qui possibile ed esempi di utilizzo di tale proposta si trovano in [4].

2. RISULTATI DELLE PROVE SPERIMENTALI

Si sono eseguite complessivamente n. 23 prove a rottura su provini di pareti, di cui:

- n. 7 prove di compressione eccentrica su pareti snelle, di altezza 3 mt;
- n. 16 prove di compressione diagonale su campioni di parete quadrati di lato 1.25 m.

Per la confezione dei campioni sono stati utilizzati blocchi-cassero in legno mineralizzato di produzione standard delle ditte Isospan e Durisol, privi di pannelli di isolamento termico. All'interno di questi è stato gettato calcestruzzo, che costituisce l'elemento strutturale resistente della parete, per il quale si è misurata una resistenza cilindrica media a rottura di f_{cm}=25 MPa. L'armatura è stata realizzata con acciaio Feb44k avente una resistenza media a snervamento di fym=501 MPa.

2.1 Prove di compressione verticale

Le prove di compressione verticale sono state effettuate su 7 pannelli aventi altezza fissa di 3.00 m, larghezza e spessore variabile a seconda del tipo di blocco cassero impiegato. Sono state provate sia pareti non armate che pareti armate con barre di acciaio tipo FeB44k, diametro ϕ 10, sia orizzontali che verticali, a passo di 25 cm disposte in posizione baricentrica rispetto allo spessore di calcestruzzo t (spessore dei montanti verticali).

Si sono considerati due diversi livelli di eccentricità di carico: compressione semplice, ovvero $e_T=0$, e compressione eccentrica con $e_T/t=0.2$.

Nella Tabella 1 sono riassunte le caratteristiche dimensionali dei campioni soggetti a prova, con l'identificazione dei blocchi cassero utilizzati per la loro confezione, la tipologia di armatura e condizione di carico. Nella stessa tabella si riportano anche i carichi di rottura di picco ottenuti nelle prove.

	Prove di compressione verticale											
Provino N°	blocco tipo	Spessore cls t [cm]	Altezza h [cm]	Snellezza $\lambda = h/t$	Largh. L [cm]	armatura	eccentricità e [cm]	Rapporto e/t	Carico di rottura [kN]			
9	Durisol IL30	20	300	15	100	F 10/25x25	0	0	2087			
10	Durisol IL30	20	300	15	100	nessuna	4	0.2	1984			
11	Durisol IL20	13	300	23	125	F 10/25x25	2.6	0.2	2061			
12	Durisol IL20	13	300	23	125	nessuna	0	0	2160			
21	Isospan TW30	20	300	15	100	nessuna	0	0	2603			
22	Isospan TW30	20	300	15	100	F 10/25x25	4	0.2	2483			
24	Isospan N20	13	300	23	125	nessuna	2.6	0.2	1695			

Tabella 1 - Caratteristiche e carico di rottura dei pannelli soggetti a prova di compressione verticale Prove di compressione verticale

Il carico è stato applicato dall'alto mediante una trave di ripartizione che consentiva la libera rotazione della testa del pannello. Le condizioni di prova erano quindi tali da realizzare la condizione di vincolo a cerniera cilindrica in sommità, mentre alla base il muro poggiava interamente sul piatto della pressa risultando così di fatto impedito di ruotare.

Durante la prova sono stati rilevati in continuo:

- le deformazioni verticali sulle due facce dei pannelli: $\varepsilon_{v int}$ e $\varepsilon_{v ext}$, dalle quali si è poi ricavata la deformazione verticale media del campione con la relazione: $\varepsilon_{v avg} = (\varepsilon_{v int} + \varepsilon_{v ext})/2$
- la deformazione orizzontale su una sola faccia dei

pannelli, a metà della loro altezza, ε_0

 l'inflessione trasversale f, ovvero lo spostamento fuori piano della mezzeria del pannello (out of plane displacement). Sono state effettuate tre misurazioni di spostamento fuori piano: al piede, al centro e alla sommità del pannello. L'inflessione trasversale netta si è ottenuta dallo spostamento di mezzeria detraendo la media degli spostamenti di sommità e al piede.

In Figura 1 e in Figura 2 si riportano alcune immagini e foto che illustrano le modalità di prova principali con la strumentazione utilizzata, nonché alcune tipiche modalità di rottura registrate nei pannelli testati. Nella successiva Figura 3 si riportano a titolo di esempio i grafici delle misure
sperimentali effettuate sui campioni 11 e 12, che a parità di altre condizioni, ben evidenziano l'effetto della eccentricità del carico applicato. Nel pannello 11 il grafico di correlazione fra carico applicato e spostamento fuori piano dimostra come il raggiungimento della condizione di rottura sia dovuto al progressivo incremento degli effetti del secondo ordine.



Figura 1 - (a) dettagli nodo superiore e (b) schema di carico per la prova a presso flessione



Figura 2 - Documentazione fotografica delle prove effettuate



Figura 3 - Grafici delle misure sperimentali carico-deformazioni sui pannelli 11 e 12

2.2 Prove di compressione diagonale

Le prove di compressione diagonale sono state svolte con l'intento di verificare la resistenza a taglio dei campioni di parete, su 16 campioni quadrati di lato pari a 1.25 m, con i corsi orizzontali disposti secondo due diverse inclinazioni: α =22.5° e α =45°. I pannelli avevano diversi tipi di armatura, posta in posizione centrata rispetto alle spessore del pannello:

- senza armatura,
- armatura $\Phi 10/25$ cm nei soli corsi orizzontali,
- armatura sia verticale che orizzontale $\Phi 10/25x25$.

L'elenco dei provini e le loro caratteristiche di confezione è riportato nella Tabella 2, insieme al valore sperimentale del carico di rottura di picco misurato.

La compressione è stata applicata con una pressa a controllo di spostamento misurando in continuo il carico imposto. Le superfici dei pannelli a contatto con le piastre della pressa sono state preventivamente spianate mediante una rasatura in gesso. Ad alcuni campioni è stata applicata una storia di deformazione monotonicamente crescente, in altri di tipo ciclico. Ogni ciclo di carico aveva la durata di circa 1 ora in modo da minimizzare il fenomeno di dipendenza della resistenza dalla velocità di deformazione.

Durante la prova sono stati rilevati in continuo:

- le deformazioni verticali sulle due facce dei pannelli: ε_{v int} e ε_{v ext}. Da queste si è poi ricavato il relativo valore medio: ε_{v avg} = (ε_{v int}+ ε_{v ext})/2
- le deformazioni orizzontali sulle due facce dei pannelli: $\mathbf{\epsilon}_{h \text{ int}} = \mathbf{\epsilon}_{h \text{ ext}} = poi \quad il \quad relativo \quad valore \quad medio$ $\mathbf{\epsilon}_{h \text{ avg}} = (\epsilon_{h \text{ int}} + \epsilon_{h \text{ ext}})/2$

I risultati sperimentali misurati sono stati ulteriormente elaborati al fine di ottenere i seguenti valori delle grandezze significative:

deformazione di taglio γ (media sulle due facce):

$$\gamma = \varepsilon_{h avg} - \varepsilon_{v avg} \tag{1}$$

tensione nominale di taglio τ, riferita all'area effettiva di calcestruzzo:

$$\tau = (N \cos \alpha) / A_{c,eff}$$
(2)

essendo N lo sforzo normale applicato dalla pressa e quindi N $\cos \alpha$ la componente di taglio sui traversi orizzontali del pannello, $A_{c,eff}$ l'area di calcestruzzo effettiva dei montanti sulla sezione parallela ai corsi di blocchi;

• modulo elastico di taglio secante G_{sec} fittizio:

$$G_{sec} = \tau / \gamma \tag{3}$$

che è stato valutato in corrispondenza della resistenza di picco τ_{max} , nonché ad 1/2 di τ_{max} . Questo ultimo può essere definito come il valore del modulo elastico di taglio, ridotto rispetto a quello proprio del calcestruzzo G_c, da utilizzarsi ai fini della valutazione della rigidezza elastica delle pareti per tenere conto della maggiore deformabilità *shear type* del graticcio interno di calcestruzzo armato. Le prove in laboratorio hanno stabilito come $G_{sec} \cong G_c/2.20$ mediamente. Una formulazione più precisa, che tiene conto delle caratteristiche geometriche dei blocchi cassero, porta a risultati non significativamente diversi.

L'esame della Figura 6 e della Tabella 3, che riassume i risultati sperimentali e i valori derivati di τ e γ , permette di evidenziare come:

- l'inserimento dell'armatura orizzontale aumenti sia la resistenza di picco che la capacità di deformazione ultima dei pannelli;
- nelle prove con inclinazione a 22,5°, che più si avvicinano alla condizione di taglio puro sui traversi orizzontali, si ottiene una duttilità maggiore che in quelle a 45°, dove invece la maggiore componente di compressione sui medesimi traversi ne riduce la resistenza e aumenta la fragilità.

Tabella 2 - Geometrie, caratteristiche e carico di rottura dei pannelli sottoposti a prova di compressione diagonale Prove di compressione diagonale

Provino N°	blocco tipo	Spessore t [cm]	Spessore teff [cm]	Angolo α [°]	Armatura	Carico picco Pmax [kN]
1	Durisol IL20	13	10.14	45	nessuna	388
2	Durisol IL20	13	10.14	22.5	Φ10/25 orizzontali	424
3	Durisol IL20	13	10.14	22.5	Φ10 / 25x25	477
4	Durisol IL20	13	10.14	45	Ф10 / 25x25	429
5	Durisol IL30	20	14.8	22.5	nessuna	407
6	Durisol IL30	20	14.8	45	Φ10/25 orizzontali	424
7	Durisol IL30	20	14.8	22.5	Ф10 / 25x25	525
8	Durisol IL30	20	14.8	45	Ф10 / 25x25	416
13	Isospan TW30	20	15.2	45	nessuna	451
14	Isospan TW30	20	15.2	45	Ф10 / 25x25	524
15	Isospan N20	13	10.92	45	Φ10/25 orizzontali	415
16	Isospan N20	13	10.92	45	Φ10 / 25x25	498
17	Isospan TW30	20	15.2	22.5	Φ10/25 orizzontali	564
18	Isospan TW30	20	15.2	22.5	Φ10 / 25x25	647
19	Isospan N20	13	10.92	22.5	nessuna	405
20	Isospan N20	13	10.92	22.5	Ф10 / 25x25	484





Figura 4 - Documentazione fotografica delle prove effettuate





Provino N°	Tipo di carico	50 τ (MPa)	% di Pma γ (MPa)	x Gsec	τ (MPa)	Pmax γ (MPa)	Gsec	80 τ (MPa)	% di Pma γ (MPa)	ax Dutt. μ	τ (MPa)	Pultimo γ (MPa)	Dutt. μ	Tipo di rottura
1	monot.	1.08			2.17			1.74	0.13%	1.99	1.52	0.25%	4.01	splitting verticale
2	ciclico	1.55	0.030%	5175	3.10	0.29%	1057	2.48	0.44%	1.51	1.49	0.70%	2.40	rottura locale in sommità
3	ciclico	1.74	0.029%	6031	3.48	0.85%	410							rottura locale in sommità
4	monot.	1.20	0.028%	4335	2.39	0.50%	481							splitting verticale
5	monot.	1.02			2.04	0.22%	942	1.63	0.78%	3.62				splitting verticale
6	ciclico	0.81	0.021%	3792	1.62	0.08%	2074	1.30	0.46%	5.83	1.20	0.77%	9.90	splitting verticale
7	ciclico	1.31	0.022%	5989	2.62	0.10%	2609	2.10	0.44%	4.38	1.75	1.30%	12.89	splitting verticale
8	ciclico	0.80	0.024%	3336	1.59	0.14%	1173	1.36	1.71%	12.60				splitting verticale
13	ciclico	0.84	0.023%	3598	1.68	0.09%	1819	1.34	0.36%	3.91	0.90	0.85%	9.25	splitting verticale
14	ciclico	0.98	0.019%	5241	1.95	0.08%	2419	1.56	0.55%	6.88	1.45	0.77%	9.51	splitting verticale
15	ciclico	1.08	0.016%	6567	2.15	0.08%	2796	1.72	0.49%	6.43	1.30	0.74%	9.56	splitting verticale
16	monot.	1.29	0.016%	7850	2.58	0.36%	711	2.06	0.46%	1.28	0.96	0.91%	2.51	rottura locale al piede
17	ciclico	1.37	0.016%	8721	2.75	0.10%	2618	2.20	0.52%	5.00	1.94	1.30%	12.37	splitting verticale
18	ciclico	1.57	0.019%	8319	3.15	0.16%	1927	2.52	0.33%	2.00	2.06	0.94%	5.74	splitting verticale
19	monot.	1.37	0.021%	6454	2.75	0.11%	2595	2.20	0.27%	2.55				splitting verticale
20	monot.	1.64	0.017%	9773	3.28	0.15%	2249	2.62	0.34%	2.30	2.14	2.18%	14.96	splitting verticale

Tabella 3 - Riassunto dei risultati sperimentali della prova di compressione diagonale





3. INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI SPERI-MENTALI E PROPOSTA DI FORMULE DI PROGETTO E VERIFICA

In questa sezione i risultati sperimentali vengono interpretati e confrontati con quelli di una proposta analitica teorica per la verifica di resistenza delle pareti. Allo scopo ci si è avvalsi anche di una modellazione numerica bi- e tridimensionale, utilizzando il codice di calcolo commerciale Midas-Fea che adotta per il calcestruzzo un "multiple fixed crack model" con leggi costitutive di Thorenfeldt a compressione e di Hordijk a trazione, per l'acciaio una legge costitutiva elasto-plastica basata sul criterio di Von-Mises con flusso associato. Per limiti di spazio non è possibile riportare tutte le risultanze delle analisi numeriche e in Figura 7 ci si limita a dare esempio di alcuni risultati ottenuti [5].

I risultati vengono presentati separatamente per il caso di pressoflessione e di taglio.

3.1 Verifiche a presso-flessione di pareti

Per la verifica di pareti soggette a compressione verticale eccentrica, mutuando l'impostazione adottata dalle principali normative sulle murature, si propone la seguente formula per la determinazione della capacità portante per unità di lunghezza, n_{rd} :

dove[.]

n_{rd,0} resistenza al metro lineare della parete, in assenza di eccentricità del carico e bassa snellezza;

 $n_{rd} = \phi_{T} \cdot \phi_{L} \cdot f_{cd} \cdot t_{eff} \cdot (0.85 + \omega) = \phi_{T} \cdot \phi_{L} \cdot n_{rd,0} \le \frac{n_{rd,0}}{1.25}$

- ϕ_T fattore di riduzione della capacità portante che tiene conto degli effetti dovuti alla snellezza della parete e all'eccentricità trasversale dei carichi;
- φ_L fattore di riduzione della capacità portante che tiene conto degli effetti dovuti all'eccentricità longitudinale dei carichi;
- $f_{cd} = 0.83 \cdot R_{ck} / \gamma_c$ resistenza a compressione cilindrica di calcolo del calcestruzzo (R_{ck} è quella cubica);
- teff spessore efficace del muro, pari a Amontanti/imontanti;
- $\gamma_{\rm c}$ coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo;
- $\omega = \rho \cdot f_{yd} / f_{cd}$ è il rapporto meccanico di armatura, con $\rho = A_s / A_c;$
- f_{yd} resistenza a snervamento di calcolo delle barre di acciaio;
- 1.25 fattore di sicurezza aggiuntivo sul calcestruzzo in condizioni di compressione pura.

Per i coefficienti ϕ_T e ϕ_L sono stati ricavati gli andamenti teorici che sono dati in [4]. In particolare per la valutazione del ϕ_T , l'unico di interesse ai fini dell'interpretazione delle prove sperimentali precedentemente descritte, si è tenuto conto sia dell'effetto delle eccentricità di applicazione del carico rappresentata dal coefficiente $m_T=6 e_T/t$, sia degli effetti del 2° ordine misurati attraverso la snellezza della parete $\lambda=\beta$ h/t della parete (h è l'altezza della parete). Poiché l'armatura è trasversalmente centrata nello spessore t della parete il coefficiente ϕ_T risulta scarsamente influenzato dalla quantità di armatura ω . Per esso si può pertanto adottare il grafico di Figura 8 in cui risulta dipendere solamente dalla snellezza λ e dal coefficiente m_T .



parete per gli effetti di eccentricità trasversale e del 2º ordine

Per la riproduzione delle prove sperimentali nelle formule precedentemente esposte si sono adottati β =0.75 per il calcolo della snellezza della parete e coefficienti di sicurezza sui materiali unitari γ_m =1 e γ_c =1.

Inoltre nel calcolo dell'eccentricità trasversale nella sezione critica a metà altezza parete si è assunto:

$$e_{T,cr} = 0.4 e_{T,sup} + e_a \ge t/20$$
 (5)

dove:

(4)

 $e_{T,sup}$ è l'eccentricità di applicazione del carico superiore,

 e_a è l'eccentricità accidentale, che tiene conto delle imperfezioni costruttive, assunta pari a $\beta h/300 \ge 2cm$

Con tali scelte si sono ottenuti i risultati riassunti nel grafico in Figura 9. La retta bisettrice del grafico rappresenta la condizione ideale di perfetta corrispondenza fra risultati teorici e sperimentali. Come si vede tale retta segue piuttosto bene il risultato sperimentale a dimostrazione che le formule di verifica proposte ben rappresentano il fenomeno di rottura delle pareti per carico verticale eccentrico. Il fatto che i punti del grafico si collochino generalmente sopra la rette bisettrice indica che la formulazione teorica proposta è a favore di sicurezza, cioè fornisce valori inferiori rispetto a quelli sperimentali. Essa è particolarmente cautelativa nella valutazione degli effetti di eccentricità di applicazione del carico.



Figura 9 - Confronto fra valori sperimentali e teorici nelle prove di compressione verticale eccentrica

3.2 Verifiche a taglio delle pareti

Nella verifica allo stato limite ultimo di taglio, i traversi orizzontali costituiscono l'elemento debole che limita superiormente la resistenza della parete. Per la particolare conformazione a graticcio della struttura interna della parete si ha che, diversamente da quanto avviene invece nelle strutture di muratura ordinaria, il livello di sforzo normale verticale agente sulla parete non influenza la resistenza a taglio della stessa. Analogamente essa non è influenzata significativamente dalla percentuale di armatura verticale, ma solo da quella orizzontale.

Nel caso in cui non sia prevista apposita armatura a taglio, la crisi strutturale dei traversi avviene una volta superata la resistenza a trazione del calcestruzzo ed è di tipo fragile. La resistenza a taglio per unità di lunghezza della parete si può pertanto stimare con la relazione:

$$\mathbf{v}_{rd} = \mathbf{v}_{r,cls} = 0.25 \cdot \mathbf{f}_{ctd} \cdot \mathbf{A}_t / \mathbf{i}_t \tag{6}$$

dove:

 $f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2} / \gamma_c$ resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo;

At area di calcestruzzo resistente del singolo traverso;

it interasse dei traversi orizzontali.

Se invece sono previste adeguate barre orizzontali di armatura resistenti a taglio, i traversi si comportano come travi di accoppiamento tra i montanti e la loro crisi avviene per flessione a causa della rottura dell'armatura tesa o del puntone di calcestruzzo compresso. La presenza di armatura orizzontale incrementa la resistenza di base dei traversi, oltre che assicurare maggiore duttilità.

La resistenza dei traversi viene incrementata in modo crescente con la quantità di acciaio disposta, pur essendo comunque vincolata superiormente dalla resistenza a compressione dei puntoni di calcestruzzo del meccanismo di Mörsch, indicata con C nella figura che segue.



Figura 10 - Meccanismo resistente a taglio dei traversi

Si può pertanto scrivere

$$\mathbf{v}_{\mathrm{rd}} = \mathbf{v}_{\mathrm{r,cls}} + \mathbf{v}_{\mathrm{r,s}} \tag{7}$$

dove la sollecitazione limite di taglio nel singolo traverso, corrispondente al raggiungimento della resistenza limite per flessione dello stesso, si può calcolare con:

$$\mathbf{v}_{\mathrm{r,s}} = 2 \cdot \mathbf{M}_{\mathrm{u}} / (\ell \cdot \mathbf{i}_{\mathrm{t}}) \tag{8}$$

avendo introdotto i seguenti nuovi simboli:

- *l* lunghezza del singolo elemento orizzontale del graticcio costituente la parete;
- M_u momento resistente ultimo del singolo traverso calcolabile come:

$$M_{u} = H_{p} \cdot \frac{R \cdot h}{2} \cdot \left(1 - \frac{H_{p}}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot R \cdot A_{t}}\right)$$
(9)

ed essendo:

h altezza dei traversi orizzontali

- R=0.7 fattore di efficienza che tiene conto della deviazione delle tensioni locali all'interno della sezione di calcestruzzo dei traversi;
- H_p sforzo massimo di compressione nel traverso orizzontale calcolabile con:

$$H_{p} = f_{yd} \cdot A_{sw} \le 0.4 \cdot f_{cd} \cdot R \cdot A_{t}$$
(10)

A_{sw} la sezione di armatura orizzontale del singolo traverso.

Tali relazioni sono state verificate attraverso il confronto con i risultati di analisi numeriche non lineari di simulazione di prove di taglio diretto. Inoltre si sono dimostrate dare risultati in perfetto accordo con le prove sperimentali di taglio diretto svolte sia presso l'Università di Bologna [2].

L'interpretazione delle prove di compressione diagonale svolte presso l'Università di Padova è stata particolarmente difficoltosa in quanto l'inclinazione nei pannelli comportava la nascita di una componente di compressione nei traversi. Tale componente di compressione è minore nelle prove con α=22°.5, in cui i traversi effettivamente erano più vicini alla condizione di taglio puro e la ridotta compressione ha comportato un aumento apparente della resistenza a taglio dei traversi stessi (la compressione oltre che a ridurre le tensioni principali di trazione all'interno dei traversi è come se fosse equivalente ad una maggiore quantità di armatura). Nei pannelli inclinati a 45° invece la componente di compressione diventava preponderante, tanto da indurre la rottura dei traversi per eccesso di compressione anziché per taglio. Tale interpretazione è stata confermata dalle analisi numeriche precedentemente citate.

Tenendo conto di tale componente di compressione nei traversi orizzontali e utilizzando le formule appena esposte con i valori medi effettivi di resistenza dei materiali e coefficienti di sicurezza unitari si è ottenuto il confronto fra risultati sperimentali e teorici che è riassunto in Figura 11. La retta bisettrice rappresenta la condizione teorica di perfetta corrispondenza fra dati sperimentali e formule teoriche. Punti sopra la retta indicano condizioni in cui il valore sperimentale misurato supera quello teorico, viceversa punti sotto la retta contraddistinguono casi in cui la formula teorica non è a vantaggio di sicurezza. Si può notare come la formulazione teorica proposta sia in grado di interpretare correttamente i risultati sperimentali, per le diverse inclinazioni di carico, sia in condizioni armate che non armate.

La dispersione dei risultati, inevitabile data la molteplicità dei fattori in gioco, è abbastanza contenuta e comunque nell'utilizzo pratico ampiamente coperta dai fattori di sicurezza applicati ai materiali e ai meccanismi resistenti.



Figura 11 - Confronto fra valori sperimentali e teorici nelle prove di compressione diagonale

4. CONCLUSIONI

Le prove sperimentali condotte hanno permesso una caratterizzazione completa ed esaustiva del comportamento strutturale delle pareti portanti in calcestruzzo armato, gettate entro blocco cassero in legno mineralizzato. I risultati delle prove sperimentali direttamente eseguite presso l'Università di Padova sono state integrate con altri disponibili in letteratura. Il tutto è stato messo a confronto con i risultati di una modellazione numerica di dettaglio in campo non lineare per materiale, che ha anche permesso la corretta interpretazione dei risultati sperimentali.

Il lavoro svolto ha permesso di proporre una serie di formule analitiche atte a predire la resistenza di tali pareti che si sono dimostrate essere in ottimo accordo con i risultati sperimentali.

Rispetto alle tipologie di murature ordinarie le pareti indagate hanno dimostrato caratteristiche di resistenza e duttilità ampiamente superiori, in linea con quelle delle pareti in muratura armata.

Un ulteriore lavoro dovrà essere svolto al fine di analizzare con più precisione la capacità di deformazione a rottura delle pareti, quindi il reale comportamento non lineare di edifici interi e il più corretto fattore di struttura da utilizzarsi per la valutazione dello spettro sismico nella progettazione sismica allo stato limite ultimo di edifici realizzati con tali pareti portanti.

Il lavoro presentato apre interessanti prospettive di utilizzo di questa tecnica costruttiva che assicura prestazioni ottimali anche dal punto di vista del comfort degli ambienti e di eco-sostenibilità del costruito.

Ringraziamenti

I risultati riportati nel presente lavoro sono stati possibili grazie al supporto tecnico ed economico delle ditte ISOSPAN Baustoffwerk GmbH e DURISOL-Werke GmbH.

Si ringraziano gli ingegneri, Graziano Pier Cuogo, Andrea Perin, Emanuele Pesce e PierGiorgio Vianello, per il prezioso contributo dato a questo lavoro durante lo svolgimento delle rispettive tesi di laurea.

Bibliografia

- D.M. 14 gennaio 2008, "Norme tecniche per le costruzioni (N.T.C. 2008)"
- [2] Claudio Ceccoli e Gilberto Dallavalle, "Metodo costruttivo antisismico ISOTEX: Interpretazioni e commento delle prove sperimentali ed indicazioni sui metodi di calcolo di strutture a pareti portanti realizzate con la tecnologia del blocco-cassero in legno cemento", rapporto di ricerca Università di Bologna, 2001.
- [3] Peter Schallaschek, "ISOSPAN, Muratura in blocchi di legno-calcestruzzo con coibentazione integrata: tabelle per il calcolo secondo EUROCODICE 6", manuale di calcolo, edz. Luglio 1999.
- [4] Roberto Scotta, Renato Vitaliani, "Le pareti in calcestruzzo gettate entro blocco cassero in legno mineralizzato", edz. Libreria Cortina, Padova, 2009 (in stampa)
- [5] Piergiorgio Vianello, "Modellazione numerica del comportamento di pannelli gettati entro casseri di legno mineralizzato", Tesi di Laurea, Dipartimento di Costruzioni e Trasporti, Università di Padova, a.a. 2008/09.

CALCESTRUZZI AD ALTE PRESTAZIONI CON L'USO DI CENERI VOLANTI BENEFICIATE AD ELEVATA REATTIVITÀ

Michele Valente¹, Marco Bressan², Alessandro Pasqualini², Felice Liberatore³, Alessandro Allasia⁴

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 Beton S.p.A. (CN)

SOMMARIO

L'utilizzo di aggiunte minerali ad elevatissima attività pozzolanica, quali le ceneri beneficiate ad elevata reattività, consente di realizzare calcestruzzi ad alte prestazioni sia in termini meccanici che di durabilità. In particolare l'ausilio di ceneri beneficiate ad elevata reattività (Micro Pozz 10) consente di confezionare calcestruzzi particolarmente resistenti agli agenti aggressivi quali la corrosione delle armature indotta da carbonatazione, attacco da cloruri e da solfati. La notevole pozzolanicità di tali aggiunte minerali permette di ottimizzare al meglio i dosaggi di legante con conseguenti benefici tecnologici, fra i quali la riduzione dello sviluppo del calore di idratazione e della reazione ASR dovuta alla presenza di eventuali aggregati alcali-reattivi, economici ed ambientali. Il presente lavoro riporta lo studio delle proprietà, sia allo stato fresco che indurito, dei calcestruzzi ad alte prestazioni, contenenti cenere volante beneficiata (Micro Pozz 10) di produzione italiana.

SUMMARY

The use of mineral additions with very high pozzolanic activity, like beneficiated fly ash (Micro Pozz 10), allows the production of high-performance concretes with high compressive strength and durability. This concrete is particularly resistant to steel corrosion induced by carbonation and deterioration caused by chlorides and sulphates. The remarkable pozzolanic activity of this fly ash allows the optimization of the cement content of the mixes with benefits in the economic and technological characteristics of concretes, including the reduction of the development of heat of hydration and the reaction of ASR due to the presence of alkali-reactive aggregates. This paper reports the study of the properties, both at fresh and hardened state, of high-performance concretes containing beneficiated fly ash of Italian production (Micro Pozz 10).

1. INTRODUZIONE

La cenere volante è ormai nota a tutti coloro che sono coinvolti nel mondo delle costruzioni ed in particolar modo a quelli che operano nel settore della produzione dei cementi e dei calcestruzzi.

Si tratta essenzialmente di un prodotto derivante dalla combustione del carbone utilizzato per la produzione di energia nelle centrali termoelettriche.

Più precisamente, esse sono il risultato della trasformazione subita dai minerali contenuti nel carbone a seguito delle elevate temperature (1200÷1400 °C) che si raggiungono negli impianti termoelettrici.

In tali condizioni, infatti, i minerali sopra citati fondono in forma di minuscole gocce che,trascinate dai fumi all'uscita della camera di combustione, subiscono un brusco raffreddamento e solidificano sotto forma di micro-particelle sferiche.

Tali micro-particelle hanno una natura essenzialmente silico-alluminosa ed una struttura principalmente amorfa, a causa del brusco raffreddamento subito.

Questi fumi, prima di essere immessi in atmosfera vengono depurati mediante opportuni impianti di abbattimento delle polveri (denominati ESP, precipitatori elettrostatici) che trattengono queste ceneri depositandole a terra.

Queste ceneri vengono comunemente chiamate ceneri "leggere" o "volanti" per distinguerle da quelle "pesanti" che invece si depositano direttamente sul fondo della camera di combustione.

La normativa tecnica classifica queste ceneri come rifiuto speciale non pericoloso, offrendo così la possibilità di un loro riutilizzo.

I settori nei quali risulta attualmente possibile far uso di tale prodotto sono quelli della produzione di cementi e calcestruzzo (settori in cui le ceneri trovano la loro massima valorizzazione tecnico-economica), di laterizi e di aggregati artificiali.

Grazie all'interesse crescente verso l'utilizzo di tale aggiunta minerale è aumentata la richiesta di qualità da parte degli utilizzatori che ormai non la considerano più come "rifiuto recuperabile" ma come una vera e propria materia prima indispensabile per l'ottenimento di prodotti finiti altamente performanti.

Per tale motivo sono nate varie attività di ricerca volte allo sviluppo di nuove metodologie che consentano di produrre cenere volante di qualità certificata e caratterizzata da un elevato valore tecnico-economico e contemporaneamente da basso "contenuto energetico".

Stiamo parlando delle cosiddette "ceneri beneficiate", caratterizzate da una elevata reattività che, abbinata alla ridotta richiesta di acqua per l'impasto, consentono di realizzare conglomerati cementizi ad alte prestazioni, sia in termini meccanici che di durabilità.

Nel proseguio della memoria si caratterizzeranno approfonditamente tali ceneri, mettendone in evidenza le peculiarità e soprattutto i benefici apportati alla tecnologia del calcestruzzo.

In particolare, dopo aver definito il concetto di reattività di una cenere volante, si metteranno brevemente a confronto due ceneri caratterizzate da reattività diverse e si farà vedere come questa sia particolarmente determinata da due caratteristiche della cenere: la granulometria e la finezza.

La memoria verrà chiusa da una sperimentazione condotta in laboratorio e riprodotta in cantiere, volta a mettere in evidenza i risultati ottenuti su conglomerati cementizi confezionati utilizzando una cenere beneficiata di produzione italiana.

2. REATTIVITÀ DI UNA CENERE VOLANTE

Per poter comprendere appieno il concetto di reattività di una cenere volante, è necessario fare un brevissimo richiamo sulla modalità con cui tale aggiunta minerale agisce nella chimica del calcestruzzo.

La natura silico-alluminosa delle sue micro-particelle e soprattutto la loro struttura amorfa conferiscono a tale materiale la cosiddetta "attività pozzolanica", cioè la capacità di reagire con l'acqua e l'idrossido di calcio per formare prodotti C-S-H (silicati di calcio idrati) del tutto analoghi a quelli che derivano dalla reazione di idratazione del cemento [1].

La pozzolanicità della cenere volante dipende da una varietà di fattori, come la sua composizione chimica, la sua finezza e la sua mineralogia.

Come accennato, l'affinità della cenere volante con la calce assume un ruolo fondamentale: maggiore è questa affinità, maggiori saranno i prodotti C-S-H che si formeranno e maggiori saranno le prestazioni del calcestruzzo realizzato.

È intuitivo che la reattività è la traduzione in termini formali di questa "affinità".

In passato sono state ideate diverse metodologie per determinare e quantificare la reattività di una cenere volante.

Il test più comune è quello di introdurla, assieme a calce (CaO) ed acqua (miscelati in determinati rapporti) in un ambiente privo di anidride carbonica.

Ad intervalli prefissati si procede ad esaminare il campione in modo da seguirne la reazione tramite analisi termica, microscopia elettronica a scansione e spettroscopia infrarossa.

È possibile così determinare, ad ogni intervallo temporale, la quantità di ossido di calcio che non ha reagito e conoscendone l'ammontare iniziale presente nel sistema, si perviene, per differenza, alla quantità di calce che ha reagito. Tale quantità percentuale può essere considerata come una misura della reattività della cenere stessa.

Si vuole riportare brevemente il risultato di una sperimentazione [2] nella quale è stata studiata la reattività di due ceneri provenienti dalla stessa centrale termoelettrica che si differenziano tra loro in termini di composizione, granulometria e finezza.

Tabella 1 - Principali costituenti delle due ceneri a confronto

Costituente	Cenere A	Cenere B
SiO ₂	56,03	63,85
Al_2O_3	33,83	27,65
Fe ₂ O ₃	8,95	7,21

In Tabella 1 vengono riportate le composizioni chimiche dei due campioni di cenere messe a confronto mentre in Figura 1 vengono proposte le loro curve granulometriche.



Figura 1 – Curve granulometriche delle due ceneri a confronto

Una ulteriore caratterizzazione di queste due ceneri è stata fatta in termini di analisi diffrattometrica a raggi X (Figura 2).



Figura 2 – Analisi diffrattometrica ai raggi X delle due ceneri a confronto

Una analisi diffrattometrica a raggi X consente di riconoscere la presenza di componenti cristallini all'interno di una determinata sostanza.

Tale presenza viene individuata da segnali in forma di picchi in corrispondenza di determinati angoli di incidenza del fascio di raggi X.

Ogni sostanza cristallina ha una ben determinata serie di picchi in corrispondenza di determinati angoli.

Premesso questo, i diffrattogrammi riportati in Figura 1 forniscono delle importanti informazioni.

Prima di tutto, le principali fasi cristalline presenti nelle due ceneri sono il quarzo (forma cristallina della silice) e la mullite (forma cristallina dei silico-alluminati, $3Al_2O_3 \cdot 2SiO_2$) e ovviamente il primo è presente in misura maggiore visto che la stessa analisi chimica (Tabella 1) rivela la maggiore presenza di silicati.

La cosa interessante è che la cenere A presenta una quantità di silicati ed alluminati con struttura cristallina inferiore a quelli presenti nella cenere B, cioè, in definitiva, la cenere A possiede maggiori silicati ed alluminati disponibili per la reazione pozzolanica (natura amorfa o vetrosa).

Questo non rappresenta un caso in quanto è stato verificato che all'interno della camera di combustione delle centrali termoelettriche le particelle di cenere più piccole raggiungono valori di temperatura maggiori rispetto a quelle più grandi (circa 200 °C in più).

Questo comporta che le particelle di dimensioni inferiori nella fase di raffreddamento subiscono un maggiore sbalzo termico e per questo presentano una maggiore fase vetrosa.

Quindi, nel residuo che esce come cenere volante, le particelle più grandi sembrerebbero essere costituite essenzialmente da quarzo, mentre le fasi vetrose sarebbero presenti nelle frazioni più fini.

In Figura 3 viene riportato lo spettro IR dei due campioni di cenere.



Figura 3 - Spettri IR dei due campioni di cenere a confronto

A differenza dell'analisi diffrattometrica a raggi X, la spettroscopia a raggi infrarossi (IR) è particolarmente efficace

nell'evidenziare il disordine cristallino che caratterizza una determinata sostanza minerale.

In particolare tramite questa analisi è possibile distinguere un quarzo cristallino dalla silice completamente amorfa.

Osservando la Figura 3 si può notare come il picco marcato a forma di cuspide in corrispondenza dei 1085 cm⁻¹ per la cenere B, si allarga e si arrotonda nella cenere A.

Questo conferma un aumento della frazione amorfo/vetrosa nel campione di cenere A rispetto alla cenere B. In Figura 4 si riportano le analisi termogravimetriche (TG) e l'analisi termica differenziale (DTA) della pasta contenente la cenere A a differenti stati di idratazione (7, 30 e 90 giorni).



Figura 4 – Curve termogravimetriche (TG) e dell'analisi termica differenziale (DTA) della miscela con cenere A a diverse stagionature (7, 30 e 90 giorni)

Il TG mostra un gradino endotermico di perdita di peso nel campo di temperatura da 500 a 580 °C.

Questo corrisponde alla deidratazione dell'idrossido di calcio. La perdita di peso percentuale e l'intensità dell'endoterma corrispondente indicano che la quantità di calce che non ha reagito presente nel sistema diminuisce col tempo. In Figura 5 viene riportato il confronto tra i diffrattogrammi a raggi X delle paste fatte con le due ceneri dopo 3 mesi di idratazione.



Figura 5 – Analisi diffrattometrica ai raggi X delle miscele con le due ceneri dopo 90 giorni di stagionatura

Si può notare in primo luogo come l'intensità dei picchi corrispondenti al quarzo sia maggiore con la cenere B che con la cenere A.

Inoltre, sebbene la quantità di $Ca(OH)_2$ contenuta nella miscela anidra iniziale sia la stessa, l'intensità dei picchi di questa fase è differente.

La pasta con la cenere A ha un picco inferiore a quella con la cenere B.

In Figura 6 vengono riportate le analisi termogravimetriche e termica differenziale delle due paste dopo 90 giorni di idratazione.



Figura 6 – Curve termogravimetriche (TG) e dell'analisi termica differenziale (DTA) delle miscele con cenere A e cenere B dopo 90 giorni di idratazione

È evidente che il massimo della reazione ha luogo nella pasta contenente la cenere A.

Si riportano, infine, in Figura 7, le curve di reazione delle due ceneri studiate.



Figura 7 - Curve di reazione delle due ceneri studiate

La percentuale di calce che ha reagito può essere presa come misura del grado di reazione.

Dopo 9 mesi di idratazione, le percentuali di calce che hanno reagito sono dell'88% nel caso della pasta contenente la cenere A e del 78% nel caso della pasta contenente la cenere B.

Si può notare come per entrambi i campioni circa il 50% della reazione avviene nei primi 10 giorni ed il rimanente 30-40% si distribuisce su un periodo di 9 mesi.

In conclusione, il confronto delle ceneri A e B ha stabilito per la cenere A una maggiore reattività alla calce e quindi una maggiore pozzolanicità e questo nonostante la cenere B avesse un contenuto di SiO₂ maggiore.

Data la minore granulometria e conseguentemente maggiore grado di finezza, infatti, la cenere B presenta, fra l'altro, una maggiore percentuale di SiO₂ in fase amorfa.

A conferma di quanto appena riportato si propone in Figura 8 il risultato di una sperimentazione [3] condotta su venti tipologie di ceneri a diversa finezza Blaine.

Di ognuna delle venti ceneri è stata misurata la reattività alla calce secondo la norma IS:1727-1967.



Figura 8 - Reattività di una cenere in relazione alla sua finezza

Quanto appena riportato ha quindi chiarito l'importanza della granulometria e della finezza di una cenere evidenziando come sia possibile esaltare la pozzolanicità di quest'ultima attraverso un processo di beneficiazione che riguardi, fra le altre cose, la eliminazione delle particelle a maggiore granulometria.

3. PROCESSI DI BENEFICIAZIONE DELLA CENERE VOLANTE

Fra i principali processi di beneficiazione possiamo annoverare i seguenti:

- a) vagliatura per mezzo di macchine setacciatici;
- b) classificazione pneumatica;
- c) tecnologia tribo-elettrostatica;
- d) flottazione all'aria;
- e) trattamenti termici;
- f) trattamenti termo-chimico.

I primi tre processi sono fondamentalmente utilizzati per ridurre il tenore di carbone incombusto presente nelle ceneri volanti tal quali.

Elevati quantitativi di particelle di carbone incombusto sono indesiderati perché da un lato potrebbero dare origine, in particolari condizioni, ad effetti cromatici nei getti faccia a vista, dall'altro a causa della loro struttura spugnosa, tali particelle richiedono maggiori quantitativi di acqua di impasto rispetto alle particelle sferiche che principalmente costituiscono la cenere volante.

È opportuno però evidenziare che da un punto di vista meccanico e di durabilità, a parità di rapporto acqua/cemento, il tenore di incombusto della cenere non ha influenze negative sulle prestazioni del calcestruzzo.

Volendo brevemente descrivere i processi sopra riportati, diciamo che il processo di vagliatura è più efficace ma presenta difficoltà crescenti verso le granulometrie finissime a causa della facilità di occlusione delle aperture dei vagli; la classificazione pneumatica in campo centrifugo è caratterizzata in genere da una precisione meno buona ma avviene in generale con elevate capacità di trattamento.

La separazione triboelettrica, basata sulle caratteristiche elettrofisiche superficiali che determinano la propensione allo scambio di cariche a seguito di contatto, è una delle tecniche di separazione più performanti.

Il processo di flottazione all'aria consente di separare le particelle di cenere più grosse, pesanti e di forma irregolare.

Il trattamento termico consiste nel portare la cenere a temperature dell'ordine dei $1300 \div 1500$ °C e quindi raffreddarla rapidamente a temperatura ambiente.

Il trattamento termo-chimico è sostanzialmente analogo al precedente fatto salvo per il fatto che prima del trattamento termico le ceneri vengono "drogate" mediante l'aggiunta di opportuni reagenti chimici (es. carbonato sodico) e con taluni scarti industriali.

A titolo di esempio si riportano i risultati ottenuti nel trattamento delle ceneri volanti indiane [5].

In Figura 9 si riporta il diffrattogramma di un campione di cenere indiana trattata termicamente.



Figura 9 – Analisi diffrattometrica ai raggi X di una cenere trattata a diverse temperature

Si riscontra che l'intensità dei picchi associati con il quarzo (fase cristallina) decresce all'aumentare della temperatura di trattamento.

Il picco a 26,7 (20) diventa più pronunciato nella sua larghezza ad indicare la trasformazione del quarzo in vetro. In questa esperienza si è trovato che la reattività alla calce ha avuto un incremento del 62%.

4. UTILIZZO DELLA CENERE BENEFICIATA NEL CONFEZIONAMENTO DI CALCESTRUZZI

4.1 Descrizione delle prove

Al fine di valutare gli effetti dell'utilizzo di una cenere beneficiata sulle proprietà reologiche, meccaniche e di durabilità del conglomerato cementizio, sono stati realizzati in laboratorio ed in cantiere una serie di impasti con diversi contenuti di cenere volante beneficiata MICRO POZZ 10 e di cemento.

Su ciascuno degli impasti sono state valutate le principali caratteristiche reologiche, le prestazioni meccaniche e di durabilità.

In particolare si è fatto in modo di lavorare sempre con calcestruzzi caratterizzati dalla stessa lavorabilità; per fare questo si è fatto uso di un additivo acrilico superfluidificante di nuova generazione (PRIMIUM RM 34 di General Admixtures S.p.A.).

Come accennato, è stata utilizzata una cenere volante beneficiata di produzione italiana (MICRO POZ 10) di cui si riportano le principali caratteristiche tecniche.

Tabella 2 – Composizione chimica della cenere volante beneficiata (MICRO POZZ 10) utilizzata nelle prove

Costituente	%
SiO ₂	52,81
Al_2O_3	26,38
Fe_2O_3	7,25

In Tabella 2 viene ne riportata la composizione chimica mentre in Figura 10 è indicata la sua distribuzione granulometrica.



Figura 10 – Distribuzione granulometrica della cenere volante beneficiata utilizzata nella sperimentazione

Come si può notare si tratta di una cenere molto simile a quella contrassegnata come Cenere A nella parte iniziale della memoria.

Nella Tabella 3 vengono riportate le principali informazioni relative alla composizione delle miscele di calcestruzzo confezionate.

Tabella 3 – Mix design realizzati

Mix	CEM I	Cenere Beneficiata	Acqua	a/c	a/leg
	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]		-
1	197	0	158	0,80	0,80
2	199	75	159	0,80	0,58
3	199	150	159	0,80	0,46
4	300	0	160	0,53	0,53
5	300	75	160	0,53	0,43
6	298	149	159	0,53	0,36
7	397	0	159	0,40	0,40
8	399	75	160	0,40	0,34
9	402	151	161	0,40	0,29

Sono stati confezionati 3 calcestruzzi di riferimento (senza cenere volante MICRO POZZ 10) con tre diversi dosaggi di cemento e, per ciascuno di essi, sono stati confezionati altri due calcestruzzi contenenti due diverse quantità di cenere beneficiata in aggiunta al cemento.

In tutti i calcestruzzi l'additivo è stato dosato in percentuale (0,5%) sul peso di legante (cemento+cenere).

Osservando la Tabella 3 si può notare come in tutti i mix, nonostante l'aggiunta di cenere volante anche in grandi quantità, l'acqua di impasto sia rimasta invariata.

Questo aspetto, già osservato dagli stessi autori lavorando con cenere volante tal quale MICRO POZZ PFA [1,6], si ripropone nonostante la maggiore finezza della cenere qui utilizzata.

Probabilmente, questo si verifica perché il ridotto quantitativo di materiale incombusto presente nella cenere volante beneficiata riduce l'acqua necessaria all'impasto compensando l'incremento di tale quantità dovuto alla maggiore finezza della cenere beneficiata rispetto a quella usuale.

L'utilizzo della cenere beneficiata in aggiunta al cemento ha consentito di lavorare, per tutte le famiglie di mix a contenuto di cemento costante, a parità di rapporto acqua/cemento e con rapporti acqua/legante via via decrescenti (Tabella 3).

In questo modo è stato possibile valutare effettivamente l'influenza del contenuto di cenere negli impasti al variare del contenuto di cemento.

Su ciascuna miscela sono state rilevate le principali caratteristiche reologiche e prestazioni meccaniche a vari gradi di stagionatura.

In particolare, per quanto attiene alle proprietà del calcestruzzo fresco, sono state misurate la lavorabilità iniziale, la massa volumica del fresco e il contenuto di aria.

Per quanto riguarda invece il calcestruzzo indurito sono state valutate le resistenze meccaniche di compressione a diverse stagionature, le resistenze a trazione indiretta e per flessione a 28 giorni di maturazione ed infine il modulo elastico secante a compressione a 28 giorni.

4.2 Prestazioni reologiche

In Tabella 4 si riportano le principali caratteristiche reologiche riscontrate negli impasti di prova.

In particolare si riporta, per ogni impasto, il valore della lavorabilità (UNI EN 12350-2) ottenuta subito dopo la miscelazione e la sua variazione nel tempo, il contenuto di aria inglobata (UNI EN 12350-7) e la massa volumica del calcestruzzo fresco (UNI EN 12350-6).

Al fine di massimizzare gli effetti di perdita di lavorabilità, tutte le prove sono state condotte in un ambiente con temperatura media di circa 25°C utilizzando un additivo superfluidificante acrilico specifico per climi caldi (Primium RM 34 di G.A.).

Tabella 4 - Principali prestazioni reologiche degli impasti realizzati

Mi	Ario	S	lump Test	t	Segni di
х	Alla	(0')	(30')	(60')	segregazione
	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[SI/NO]
1	1.2	220	200	170	NO
2	1.1	230	220	200	NO
3	1.1	220	220	200	NO
4	1.5	220	210	180	NO
5	1.3	210	200	190	NO
6	1.2	230	220	210	NO
7	1.9	220	200	180	NO
8	1.7	230	220	220	NO
9	1.7	230	220	220	NO

4.3 Prestazioni del conglomerato indurito

In Tabella 5 si riportano i valori relativi alle resistenze meccaniche di compressione (UNI EN 12390-3), a breve e lungo termine, valutate su provini cubici delle dimensioni 150x150x150 stagionati secondo quanto previsto dalla UNI EN 12390-2.

I valori di cui sopra sono stati determinati considerando sempre il valore medio di una coppia di cubetti.

Tabella 5 – Resistenze meccaniche di compressione

		Resistenze n	neccaniche di	i Compression	ne
Mix	2 giorni	7 giorni	15 giorni	28 giorni	56 giorni
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	15.13	26.51	27.74	29.52	33.55
2	18.04	28.41	30.89	36.67	39.01
3	19.66	29.99	35.11	43.72	47.61
4	28.45	39.48	41.49	43.42	47.55
5	30.87	44.89	46.81	53.71	58.97
6	31.84	47.09	52.28	60.58	65.27
7	42.75	49.44	53.29	54.99	56.35
8	43.44	53.76	60.33	64.82	65.38
9	46.00	55.23	62.07	69.52	74.21

Sono poi state valutate, a 28 e 56 giorni di stagionatura, la resistenza a trazione indiretta (UNI EN 12390-6) e trazione per flessione (UNI EN 12390-5), mentre ai soli 28 giorni di stagionatura è stato valutato il modulo elastico secante a compressione (UNI 6556).

In particolare, il modulo elastico è stato misurato su provini prismatici delle dimensioni 100x100x300, a ciascuno dei quali sono stati applicati quattro estensimetri elettrici (*straingauges*) mediante i quali si è riusciti a determinare le deformazioni corrispondenti a determinati carichi applicati e, conseguentemente, il modulo elastico del materiale. Sono state fatte misurazioni relativamente anche agli aspetti legati alla durabilità, ma tali dati verranno esposti in un altro lavoro degli stessi autori.

In Tabella 6 vengono riportati i risultati di cui sopra.

Tabella 6 – Resistenze meccaniche di trazione indiretta, per flessione e moduli elastici secanti a compressione

	Trazione	indiretta	Trazione pe	er flessione	Е
Mix	28 gg	56 gg	28 gg	56 gg	28 gg
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	3.31	4.18	5.61	6.28	29611
2	4.46	4.90	6.11	6.41	32720
3	5.94	6.08	6.95	7.75	35221
4	5.73	6.10	7.21	8.32	35912
5	5.21	6.32	7.05	8.13	38936
6	6.24	7.22	8.31	8.84	39889
7	5.88	6,21	7.89	8.63	39415
8	6.01	6.18	8.35	8.74	40663
9	6.73	7.04	8.83	9.91	41120

Al fine di agevolare l'interpretazione dei risultati, si propongono, in Figura 11, i diagrammi di sviluppo delle resistenze nel tempo dei diversi mix confezionati.



Figura 11 – Andamento delle resistenze di compressione dei mix realizzati in funzione del tempo

4.3 Discussione dei risultati

Dal punto di vista reologico risulta evidente il ruolo svolto dalla cenere volante beneficiata.

Prima di tutto, per ciascuna serie di impasti aventi stesso contenuto di cemento si evidenzia che l'aggiunta di un materiale finissimo quale la cenere volante beneficiata, anche in grandi quantità, non determina alcun aumento della quantità di acqua necessaria al confezionamento.

Infatti, dosando l'additivo superfluidificante in percentuale sul peso di *legante*, la maggiore richiesta di acqua viene compensata dalla leggera superiore quantità di additivo presente nel conglomerato.

È da sottolineare che già la forma sferica delle particelle di cenere volante beneficiata e la ridotta presenza di incombusto minimizzano il maggior quantitativo di acqua teoricamente necessario a seguito dell'aggiunta di un fine nell'impasto.

Una prima considerazione riguarda l'effetto fillerizzante della cenere volante beneficiata.

La sua granulometria estremamente fine completa in modo adeguato la curva granulometrica degli aggregati e determina un notevole aumento di robustezza [6] degli impasti. Questo aspetto, più marcato negli impasti poveri di parti fini, è ben evidente in Figura 12 dove si mettono a confronto gli aspetti visivi degli slump dei mix 1 e 2.



Figura 12 – (a) Aspetto visivo del mix 1, (b) aspetto visivo del mix 2

Per quanto riguarda il mantenimento di lavorabilità, esso risulta sempre migliorato negli impasti contenenti cenere volante beneficiata MICRO POZZ 10 rispetto ai corrispondenti impasti con uguale dosaggio di cemento.

Questo fenomeno è stato già riscontrato con l'utilizzo di cenere volante nella sua forma usuale [1,6].

Il motivo principale di questa caratteristica prestazionali è che non essendo soggetta al fenomeno della presa come il cemento, la cenere non contribuisce alla perdita di lavorabilità e nel contempo esercita una azione lubrificante nella pasta di cemento.

Tale azione risulta più efficace con la cenere volante beneficiata grazie alla esaltata sfericità delle sue particelle.

Anche per quanto riguarda il contenuto di aria nel calcestruzzo fresco, sono stati trovati risultati analoghi a quelli avuti con la cenere volante ordinaria e cioè una sua diminuzione al crescere del dosaggio di cenere volante beneficiata.

Relativamente alle prestazioni del conglomerato indurito, appare evidente il ruolo svolto dalla reazione pozzolanica.

La cosa interessante è che sin dalle brevi stagionature si comincia ad apprezzare la reattività della cenere volante beneficiata.

Dopo soli due giorni infatti, tutti i mix con cenere volante beneficiata presentano, resistenze maggiori dei corrispondenti impasti con uguali dosaggi di cemento.

Ovviamente, a lungo termine, questo effetto è esaltato e dopo 28 giorni di stagionatura si ottengono risultati interessanti.

In particolare, confrontando le resistenze a 28 giorni del mix 3 con il mix 4 si osserva come la sostituzione di 100 kg di cemento con 150 kg di cenere volante beneficiata determini pressoché il raggiungimento delle stesse resistenze a compressione.

Con un dosaggio di 300 kg di cemento e 75 kg di cenere beneficiata si ottengono, a 28 giorni, prestazioni di poco inferiori a quelle del mix 7 confezionato con 400 kg di cemento.

Sempre con 300 kg/m³ di cemento ma con 150 kg di cenere beneficiata, si ottengono, intorno ai 15 giorni di stagionatura, le stesse prestazioni meccaniche del mix 7.

In questo caso, a differenza di quanto succede nel confronto tra i mix 3 e 4, il maggior quantitativo di cemento comporta maggiore Ca(OH)₂ disponibile per la reazione

pozzolanica e quindi una stessa sostituzione cenere-cemento determina risultati molto diversi.

La possibilità di ottimizzare i contenuti di cemento nelle miscele di calcestruzzo è resa evidente dalla Figura 13 dove vengono riportate le resistenze ottenute dopo 28 e 56 giorni di stagionatura ponendo in evidenza il ruolo del rapporto acqua/cemento e del contenuto di cenere beneficiata.



Figura 13 – Resistenze meccaniche di compressione dopo 28 e 56 giorni di stagionatura in funzione del rapporto a/c e del contenuto di cenere beneficiata MICRO POZZ 10

Supponiamo di voler realizzare, con il cemento e gli aggregati utilizzati per queste prove, un calcestruzzo con classe di resistenza Rck 45.

Utilizzando un controllo di tipo A, dobbiamo pervenire a 28 giorni, ad una resistenza media di almeno 48.5 MPa.

Non utilizzando cenere volante bisognerà adottare un rapporto a/c pari a circa 0.455.

Utilizzando cenere volante, con dosaggi di 75 e 150 kg/m^3 si potranno invece adottare rapporti a/c rispettivamente pari a 0.545 e 0.670.

Si è visto come, modulando correttamente il quantitativo di additivo superfluidificante si possa utilizzare lo stesso quantitativo di acqua: nel presente caso circa 160 l/m³.

Pertanto, nel caso di assenza di cenere, sarebbero necessari circa 160/0.455=352 kg/m³ di cemento.

Utilizzando 75 kg/m³ di cenere volante beneficiata potrebbero essere utilizzati circa 160/0.545=294 kg/m³ di cemento, con una riduzione di circa 58 kg/m³ di cemento.

Utilizzando 150 kg/m³ di cenere volante beneficiata potrebbero essere utilizzati circa 160/0.670=239 kg/m³ di cemento, con una riduzione di circa 113 kg/m³ di cemento.

Si tratta di un risultato notevole, non solo perché comporta un evidente beneficio economico, ma soprattutto perché è dimostrato come l'ottimizzazione del dosaggio di cemento assieme alla presenza di cenere volante determina notevoli benefici tecnici quali la riduzione dello sviluppo di calore e dei gradienti termici, la riduzione degli effetti dovuti alla potenziale reattività degli aggregati agli alcali del cemento e l'incremento della resistenza all'azione degradante di cloruri e solfati.

Relativamente alla resistenza a trazione indiretta e per flessione non appare evidente un effetto particolare dovuto alla presenza di cenere beneficiata.

Tali resistenze, infatti, hanno lo stesso andamento delle resistenze a compressione, così come avviene per i calcestruzzi privi di tale aggiunta minerale. Analoga corrispondenza si ha tra i moduli elastici secanti e le resistenze a compressione.

Relativamente ai benefici ottenuti in termini di durabilità, esposti in modo esaustivo in altra memoria [7], si riassumono qui di seguito i risultati ottenuti.

La presenza di cenere volante beneficiata in aggiunta al cemento riduce notevolmente la porosità del conglomerato comportando una minore penetrazione degli agenti aggressivi $(CO_2, O_2, acqua)$.

In particolare, in presenza di cenere volante si riduce particolarmente la penetrazione ai cloruri ed ai solfati.

Infine, l'utilizzo di cenere volante determina un incremento della resistività elettrica del calcestruzzo con conseguente rallentamento della reazione di ossido – riduzione delle armature.

5. CONCLUSIONI

Attraverso vari processi di beneficiazione è possibile esaltare le già notevoli caratteristiche e potenzialità della cenere volante.

Si ottiene così un prodotto (MICRO POZZ 10) che, grazie alla sua maggiore finezza e ridotto contenuto di incombusti, presenta una maggiore *reattività* alla calce con conseguente superiore capacità pozzolanica.

In termini prestazionali, si ottiene un prodotto che conferisce notevoli benefici ai conglomerati cementizi, in termini reologici, meccanici e di durabilità.

Infine la possibilità di ottimizzare i contenuti di cemento nelle miscele comporta ulteriori benefici tecnici oltre che economici.

Lo smaltimento di un prodotto derivante da altre attività umane si è trasformato nella possibilità di utilizzare in maniera tecnologicamente ed economicamente valida una nuova materia prima ormai indispensabile nel campo delle costruzioni.

BIBLIOGRAFIA

- [1] VALENTE M., LIBERATORE F., BRESSAN M., SFORZA G., STRAZZER E. (2007) – I calcestruzzi ad alte prestazioni ed alta resistenza contenenti fly ash (cenere volante – micro pozz pfa) nella pratica della progettazione e del cantiere. Giornate AICAP 2007.
- [2] JAMES J., RAJU C.B. (1992) *Reactivity of Fly Ash.* Il cemento 1/1992.
- [3] SHARMA R.C., KRISHNAMOORTHY (1992) Instrumental techniques to classify fly ash in terms of their reactivity. Il cemento 3/1992.
- [4] COPPOLA L., COLLEPARDI S., TROLI R., BELZ G., COLLEPARDI M. – Influenza del tenore di incombusto della cenere sulle prestazioni reologiche e meccaniche del calcestruzzo.
- [5] GHOSH S.N., SHARMA R.N., MATHUR V.K., SHARMA R.C., MOHAN L. (1992) – Activation of indian fly ash. Il cemento 2/1992.
- [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.

LA NUOVA PASSERELLA SUL TORRENTE LIMA A BAGNI DI LUCCA

Massimo Viviani

SE.I.CO. - Servizi Ingegneria e Consulenza srl, Lucca

SOMMARIO

La nuova passerella sul torrente Lima si inserisce nel piano di sviluppo termale del comune di Bagni di Lucca in provincia di Lucca. Il collegamento tra le due sponde completa l'unione funzionale tra il parcheggio e il parco pubblico della Villa "Fiori", in sponda sinistra, e con il Casinò in sponda destra. La nuova opera si inserisce in un contesto paesaggistico di sicuro interesse con il torrente Lima che caratterizza il paese di Bagni di Lucca con i suoi fabbricati in fregio al corso d'acqua. Dal punto di vista strutturale la passerella è del tipo precompresso a nastro teso con dimensioni trasversali di minimo impatto ed efficacemente ancorata alle sponde per mezzo di micropali ad anima metallica.

SUMMARY

The new pedestrian bridge on river Lima represent a part of the development plan of thermal town of Bagni di Lucca (IT). The structure has been chosen in a way to obtain the better insert in the landscape of the site with a tipical skyline of small town in front of a river. The stress-ribbon structure of prestressed concrete above a span of 87,00 meters with only 40 cm of thickness and 320 cm width, has reached a good accordance with technical and economical aspect and fits perfectly into the historical framework of Bagni di Lucca. The paper show the main aspects that have been studied to define the structure and its construction.

1. SCELTE DI PROGETTO

Lo studio del nuovo attraversamento sul torrente Lima a Bagni di Lucca è stato sviluppato secondo diverse direttrici in modo da determinare la soluzione che meglio si inserisce nel contesto urbanistico ed edilizio del luogo. L'abitato di Bagni di Lucca, e in particolare l'area oggetto della nuova passerella, Ponte a Serraglio, è caratterizzato da un sistema edilizio di fabbricati collocati per larga parte in fregio al torrente, di altezza modesta e di buona qualità architettonica. Il posizionamento del collegamento tra le due sponde è stato definito in accordo con i tecnici della Soprintendenza della provincia di Lucca unitamente all'Autorità di Bacino del Fiume Serchio. La scelta è ricaduta sul punto di maggiore altezza spondale per garantirsi verso i fenomeni di piena del corso d'acqua e sulla congiungente tra il parco di villa "Fiori" in sponda sinistra e la fontana di acqua calda termale "la Cova" in sponda destra. La lunghezza dell'attraversamento è pari a 87,00 metri con un dislivello modesto tra le due sponde, inferiore al metro.



Figura 1 – Prospetto

La scelta della struttura della passerella è stata operata tra diverse soluzioni alternative e precisamente di tipo sospeso, strallato, ad arco, a travata , in sistema combinato arco-trave e a nastro teso.

La soluzione sospesa è stata scartata per l'impossibilità di posizionare i piloni di sostegno dei cavi sulla sponda destra o, in alternativa, in alveo. La soluzione strallata di tipo asimmetrico, con pilone in sponda sinistra è stata studiata fino a livello definitivo con l'evidenza di un forte impatto sia per il pilone che per l'altezza della trave d'impalcato. La soluzione ad arco e ad arco-trave a via inferiore, sviluppata sempre a livello definitivo, con arco in legno lamellare e rapporti geometrici ordinari, presentava un ingombro visivo non trascurabile dell'alveo con modifica sensibile delle viste prospettiche del lungo fiume unitamente ai costi di realizzazione che uscivano dall'ambito fissato dall'Amministrazione Comunale di Bagni di Lucca per la realizzazione dell'opera. La soluzione a nastro teso in cemento armato precompresso, ha mostrato un ottimo accordo con i vari vincoli fissati sia dal punto vista estetico che tecnicoeconomico. Il nuovo attraversamento si presenta esile, con soli 40 cm di spessore e organizzato secondo una forma concava, tipica delle strutture di questo tipo con pendenza media inferiore al 5% e perfettamente inserita nel contesto edilizio circostante (Fig. 1).

2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La nuova passerella collega le due sponde distanti in luce netta, 87,00 metri con una larghezza utile di 3,20 metri. La sezione trasversale (Fig. 2) è costituita da un nastro compatto di calcestruzzo dello spessore costante di 15 cm con due ringrossi ai lati per un'altezza complessiva di 40 cm. La larghezza fuori tutto della sezione trasversale è pari a 370 cm.



Figura 2 – Sezione trasversale

L'armatura ordinaria in acciaio B450C è destinata a sostenere le azioni locali dei carichi di servizio e a contrastare le azioni trasversali che si sviluppano per effetto della precompressione. Le barre sono di piccolo diametro, 8 mm, e sufficientemente diffuse in tutta la sezione.

L'armatura tesa longitudinale è costituita da due sistemi resistenti: il primo destinato al sostegno della struttura durante le fasi costruttive e il secondo per la precompressione della struttura completata. I cavi di sospensione sono caratterizzati da due gruppi di 45 trefoli 0,6"^s del tipo 1670/1860, indicando rispettivamente la tensione caratteristica di snervamento convenzionale (1%) e rottura, organizzati in forma rettangolare con cinque strati da nove trefoli ciascuno. I due gruppi vengono alloggiati in un'apposita scanalatura e posizionati alla quota baricentrica della sezione (Fig. 3).



Figura 3 – Dettaglio della sezione trasversale

Il sistema di precompressione è costituito da due ordini di cavi: il primo con 16 cavi da 4 trefoli posizionati in asse alla soletta di 15 cm di spessore ed il secondo con due cavi da 12 trefoli ciascuno per complessivi 88 trefoli del medesimo tipo utilizzato per i cavi di sospensione. La forma della sezione e il posizionamento dei cavi è stato studiato in modo da mantenere costante, per quanto sia possibile, la posizione del baricentro in tutte le varie fasi costruttive e di esercizio.

L'andamento longitudinale della passerella è stato studiato in modo da limitare la pendenza media di salita e discesa entro il valore del 5% che caratterizza la completa accessibilità dell'attraversamento. Le due sponde sono collocate a quota diversa, e hanno portato a una definizione geometrica della struttura con una distanza netta di 87,00 metri in fase di esercizio e 87,60 durante le fasi costruttive prima della precompressione e un dislivello tra gli estremi di 93 cm. La massima freccia in condizione permanente è stata assunta pari a circa 1,70 m.

Il sistema di fondazione rappresenta per le strutture sospese in genere e in particolare per quelle a nastro teso l'elemento economico di maggiore interesse. La costruzione di una struttura di questo tipo impone lo studio di opere fondali caratterizzate da elevatissima portanza per i carichi orizzontali, non facilmente raggiungibile con sistemi diretti o indiretti tradizionali. La definizione geotecnica del sottosuolo significativo per la diffusione delle azioni orizzontali, condiziona pesantemente la fattibilità economica dell'opera. Nel caso in questione le due sponde sono caratterizzate dalla presenza di roccia arenaria di buona consistenza a partire da circa 2-3 metri di profondità. Scartando la possibilità di fondazioni dirette per motivi esecutivi ed economici è stata studiata la soluzione con micropali del diametro di 20 cm armati con anima tubolare metallica 127/12.5 con acciaio tipo Fe510 (Fig. 4). I micropali sono stati organizzati in tre gruppi disposti secondo direttrici non coincidenti in modo da trasferire il carico trasmesso dalla passerella allo strato roccioso esclusivamente a mezzo di azioni normali.



Figura 4 – Blocco di fondazione

Il calcestruzzo utilizzato per le sottostrutture è di classe di resistenza 35/45 mentre per l'impalcato è stato elevato a 40/50 con additivi GRACE per la riduzione del ritiro.

3. COMPORTAMENTO STRUTTURALE

Lo studio della struttura a nastro teso presenta particolarità sia per la natura del comportamento non lineare sia per l'influenza delle caratteristiche reologiche del materiale utilizzato. Le equazioni di forma notevoli per strutture sospese sono riconducibili essenzialmente a parabola, catenaria o logaritmica rispettivamente per i casi di carico uniforme orizzontale, disposto lungo il cavo o infine nel caso dell'uniforme tensione [1],[2]. La deformabilità del nastro modifica in modo sostanziale lo studio del comportamento ed impone il ricorso a tecniche di soluzione di tipo numerico in grado di schematizzare la rigidezza della struttura tenendo conto anche della variazione di lunghezza nel tempo a seguito della viscosità e del ritiro del calcestruzzo.

L'analisi del comportamento strutturale è stata fatta sulla base delle diverse fasi in cui si è trovata la struttura nel corso della costruzione e dell'esercizio (Fig.125).

Il montaggio dei cavi di sospensione è caratterizzato dalla sezione trasversale e dal carico applicato limitato al solo cavo (2x45 trefoli). Il montaggio dei conci prefabbricati è realizzato sui cavi di sospensione e con i carichi aggiuntivi rappresentati dai conci prefabbricati unitamente ai getti di completamento terminali e di riempimento delle connessioni trasversali tra i conci e delle due scanalature longitudinali dei cavi di sospensione.

La precompressione realizza il trasferimento del carico di pretensione dei trefoli alla sezione trasversale con un accorciamento del nastro che si riflette in una diversa conformazione geometrica a minor freccia e in un parziale trasferimento del carico permanente dai cavi di sospensione alla sezione reagente.

I carichi permanenti e di servizio si applicano sulla struttura ormai completa con area reagente costituita dal calcestruzzo e dall'acciaio iniettato.

Le deformazioni differite, ritiro e viscosità, rappresentano accorciamenti variabili in funzione del tempo e della tensione applicata [3],[4]. I corrispondenti accorciamenti realizzano una variazione di forma della struttura con riduzione della freccia e incremento della trazione complessiva che va a distribuirsi nell'acciaio e nel calcestruzzo modificando quindi il campo di tensione significativo per la viscosità.

Il calcolo è stato sviluppato con software direttamente prodotto dalla società SE.I.CO. e in grado di integrare la funzione di accorciamento nel tempo discretizzandola in intervalli finiti significativi con parametri derivati dalle indicazioni Europee [5].



Figura 5 - Fasi costruttive

4. COSTRUZIONE DELLA STRUTTURA

La costruzione della struttura segue fedelmente le fasi già indicate nell'analisi del comportamento strutturale.

In via preliminare è stata verificata la geometria dell'opera in relazione alle imposte sia per quanto riguarda la luce sia per il dislivello da superare. Le particolari strutture di fondazione caratterizzate da un fitto reticolo di pali diversamente inclinati, hanno imposto un'attenta verifica del posizionamento della macchina perforatrice per ogni palo in modo da limitare gli errori geometrici entro limiti tecnicamente accettabili (5-10 cm) (Foto 1).



Foto 1 - Pali e tiranti di fondazione

La successiva realizzazione dei blocchi di ancoraggio non ha presentato particolari difficoltà fatta eccezione per il posizionamento dell'armatura metallica, studiata tenendo conto delle numerose interferenze presenti sia per i pali e tiranti di fondazione sia per le testate e i condotti dei cavi di sospensione e precompressione.

Durante la costruzione delle fondazioni sono stati realizzati in cantiere i conci prefabbricati da porre in opera sulle funi di sospensione. L'armatura metallica è stata completamente assemblata in stabilimento e trasportata in cantiere pronta per l'inserimento nel cassero di getto. La realizzazione dei conci è stata eseguita utilizzando una coppia di casseri disposti su una guida metallica sagomata secondo la forma della passerella al termine della precompressione. La successione delle operazioni prevedeva il getto di un concio per volta con successivo spostamento sulla guida ed affiancamento del cassero vuoto da gettare in modo da simulare l'effettiva posizione dei conci sui cavi di sospensione. Il risultato è costituito da una serie di giunti perfettamente aderenti ed in grado di limitare le azioni parassite per il concentramento delle tensioni di contatto tra concio e concio.



Foto 2 - Stoccaggio dei conci prefabbricati

Dopo il getto dei due blocchi di fondazione sono stati passati i cavi di sospensione. Il passaggio dei cavi è stato preceduto dal posizionamento delle funi di vincolo in grado di sostenere i cavi privi di ancoraggio e di garantire la sicurezza delle maestranze durante le lavorazioni(Foto 3).

Le successive fasi di lavoro riguardano il posizionamento dei conci sui cavi di sospensione, il pretensionamento dei cavi di precompressione e le finiture dell'intera struttura.



Foto 3 – Passaggio dei cavi di sospensione

5. CONCLUSIONI

La nuova passerella sul torrente Lima, secondo la tipologia del nastro teso in calcestruzzo armato precompresso, realizza un collegamento stabile tra le due sponde con una struttura esile, con ridotto spessore d'impalcato ed in grado di inserirsi nel contesto architettonico dell'abitato di Bagni di Lucca senza forzature estetiche o con ingombri visivi eccessivi. Lo studio di dettaglio della struttura, tenendo presente le variazioni del legame costitutivo nel tempo con gli effetti di ritiro e viscosità del calcestruzzo, ha consentito la costruzione per fasi senza ingombri d'alveo. Nel complesso la struttura è risultata un'efficace soluzione al problema dell'attraversamento del torrente Lima nell'abitato di Bagni di Lucca nel rispetto di tutti i vincoli tecnici, economici e paesaggistici imposti dall'Amministrazione committente unitamente ai vari Enti competenti in tema di pareri per le Opere Pubbliche.

6. DATI CARATTERISTICI

Passerella in c.a.p. di luce netta 87,00 m con larghezza utile di 3,50 m ed altezza d'impalcato di 40 cm.

Localizzazione dell'opera. Comune di Bagni di Lucca (LU) località Ponte a Serraglio

Committente, Amministrazione Comunale di Bagni di Lucca. Progettazione e Direzione dei lavori eseguite dall'Ing. Massimo Viviani – Lucca.

Costruzione dell'opera a cura dell'impresa GUIDI GINO SpA, Castelnuovo Garfagnana (LU).

BIBLIOGRAFIA

- [1] J. Strasky (2005) *Stress ribbon and cable-supported pedestrian bridges*, Thomas Telford, London
- [2] W.J. Lewis (2003) Tension Structures, Form and behaviour, Thomas Telford, London
- [3] A. Migliacci, F. Mola (2003) *Progetto agli stati limite delle strutture in c.a., parte seconda*, Casa Editrice Ambrosiana, Milano
- [4] C. Menn (1986) Prestressed Concrete Bridges, Springer-Verlag, Wien
- [5] UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2, UNI, Milano

PROBLEMATICHE LEGATE AL RISCHIO DI PREMATURA FESSURAZIONE DELLE OPERE IN CALCESTRUZZO

Cristina Zanotti¹, Stefano Cangiano², Alberto Meda³, Giovanni Plizzari¹

1 Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente (DICATA), Università di Brescia

2 CTG Italcementi Group, Bergamo

3 Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Roma "Tor Vergata"

SOMMARIO

Un problema sempre più ricorrente è il prematuro e inatteso danneggiamento delle opere in calcestruzzo, a seguito di fessurazioni dovute a fenomeni igro-termici, come l'innalzamento termico durante la maturazione, il ritiro e le variazioni di temperatura dell'ambiente circostante. Per evitare la nascita e lo sviluppo di fessure nei primi mesi successivi al getto, non è sufficiente ottimizzare le caratteristiche chimico-fisiche del materiale, ma è necessario predisporne anche il corretto impiego, attraverso opportuni accorgimenti nella progettazione dell'opera e delle fasi costruttive.

E' stato condotto uno studio numerico in campo non lineare sugli effetti strutturali dei fenomeni igro-termici nei muri in c.a., che risultano particolarmente esposti al rischio di prematura fessurazione. Inoltre, viene presentata e discussa la modellazione del ritiro proposta dalle recenti normative.

SUMMARY

A present-day problem of concrete elements is early-age cracking due to heat of hydration, shrinkage, or environmental temperature variations. In order to both avoid cracking and limit damage, the merely mix-design optimization is insufficient. In fact, adequate solutions for the structure design and setting should be studied, so that the proper employment of the material is guaranteed.

A numerical study on the structural effects of hygrothermal phenomena is performed with reference to the case of RC walls, since past experiences showed that these concrete elements are particularly exposed to the risk of early-age cracking. Furthermore, the shrinkage laws proposed by recent rules are discussed.

1. INTRODUZIONE

Tra le cause di contestazione più ricorrenti nelle opere in calcestruzzo può essere annoverata la precoce fessurazione che rischia di compromettere, almeno parzialmente, la funzionalità in esercizio e la durabilità della struttura. La nascita e lo sviluppo di fessure nei primi mesi e a volte nei primi giorni successivi al getto è generalmente legata ai fenomeni igro-termici che interessano il calcestruzzo: il ritiro, l'innalzamento termico durante la maturazione e le variazioni di temperatura dell'ambiente circostante. Infatti, questi fenomeni generano all'interno della struttura regimi di deformazioni lente che possono indurre la nascita di coazioni e, conseguentemente, la fessurazione dell'opera [1-6]. I fenomeni fessurativi da ritiro sono diventati più problematici con l'arrivo sul mercato di calcestruzzo di maggior resistenza, caratterizzati dalla presenza di un maggior quantitativo di pasta di cemento.

Per affrontare il problema del rischio di fessurazione dovuto ai fenomeni igro-termici del calcestruzzo, si può ricorrere all'approccio proposto in Figura 1. L'entità complessiva del ritiro e la quantità di calore prodotto dalle reazioni di idratazione del cemento dipendono dalle caratteristiche chimico-fisiche del calcestruzzo, mentre il loro sviluppo nel tempo e i loro effetti strutturali sono strettamente legati anche alle caratteristiche dell'opera (per esempio i vincoli o la geometria e, in particolare, le dimensioni, lo spessore e la forma degli elementi) e alle condizioni di realizzazione (le caratteristiche dell'ambiente circostante, la tipologia di cassero adottato o il periodo di tempo che intercorre tra il getto di due elementi adiacenti). L'ottimizzazione delle proprietà meccaniche e termo-fisiche del calcestruzzo può risultare di poca utilità o efficacia, se al contempo non si predispone il corretto impiego del materiale, attraverso una progettazione appropriata dell'opera e delle fasi costruttive.

Poiché difficilmente è possibile eliminare completamente il rischio di fessurazione, soprattutto a causa dell'aleatorietà dei fenomeni considerati, è opportuno progettare la struttura e i materiali in modo da garantire che il danneggiamento, qualora si verifichi, sia contenuto (limitando lo sviluppo e l'apertura delle fessure).

Esperienze passate hanno evidenziato che i fenomeni

igro-termici possono avere effetti particolarmente dannosi in opere massive o in opere caratterizzate da due dimensioni prevalenti, come i muri [7] e le pavimentazioni stradali e industriali [8].

Nel seguito viene presentata e discussa la modellazione semplificata del ritiro proposta dalla normativa italiana [9] e dall'EC2 [10]. Inoltre, con riferimento allo schema di Figura 1, vengono presentati e discussi i principali risultati di uno studio numerico sugli effetti strutturali dei fenomeni igro-termici nei muri in c.a., effettuato con l'ausilio del programma agli elementi finiti Diana (versioni 9.1 e 9.3) [11]. L'obiettivo principale della ricerca è la definizione dei parametri che maggiormente influenzano il rischio di fessurazione e le prestazioni strutturali nei confronti dei fenomeni igro-termici, al fine di trarre alcune considerazioni utili alla progettazione di questa tipologia di opere.

2. MODELLAZIONE DEL RITIRO ALLA LUCE DELLE RECENTI NORMATIVE

Il ritiro consiste sostanzialmente in una riduzione di volume del calcestruzzo dovuta al movimento o alla perdita di acqua [3]. Le contrazioni da ritiro sono prodotte da molteplici fattori e, di conseguenza, risultano essere la somma di diverse componenti, più o meno significative in relazione alle caratteristiche del materiale adottato, alla forma e alle dimensioni dell'elemento di calcestruzzo e alle condizioni dell'ambiente circostante. Negli ultimi decenni, con lo sviluppo dei calcestruzzi ad alta resistenza e ad elevate prestazioni, è cresciuta l'attenzione verso il ritiro autogeno; conseguentemente, all'interno delle normative più recenti, fra cui l'EC2 [10] e le Norme Tecniche [9], il ritiro è modellato come somma di un contributo igrometrico e un contributo autogeno, che, generalmente, costituiscono le due forme di ritiro prevalenti.

L'entità complessiva del ritiro igrometrico (o da essiccamento), che è causato dall'evaporazione dell'acqua non legata, dipende sostanzialmente dalle caratteristiche della miscela (le dimensioni dell'aggregato, il contenuto di cemento, il rapporto acqua-cemento, gli additivi eventualmente presenti) e dalle condizioni dell'ambiente circostante (in particolare, l'umidità relativa) [2]. Nell'EC2 [10], i parametri adottati per modellare la dipendenza dalle caratteristiche della miscela sono la tipologia di cemento e la resistenza a compressione del materiale, il cui effetto è mostrato nelle Figure 2, 3. Le Norme Tecniche [9] ricalcano

la formulazione proposta dall'EC2 [10], ma trascurano l'influenza del tipo di cemento; pertanto, l'entità complessiva del ritiro da essiccamento è funzione solo dell'umidità relativa dell'ambiente e della resistenza a compressione del calcestruzzo. In Figura 2 è possibile osservare lo sviluppo del ritiro igrometrico a 60 giorni, ottenuto sperimentalmente per un provino prismatico di dimensioni 400x100x100 mm, realizzato con un calcestruzzo di classe C30/37 e un cemento di tipo CEM II A/LL-42.5R [12]. Dal confronto con questi risultati sperimentali, la legge proposta dall'EC2 [10] risulta più aderente alla realtà, grazie alla possibilità di legare il ritiro alla tipologia di cemento adottato (Fig. 2).

La velocità con cui il ritiro igrometrico si manifesta è fortemente influenzata dalla geometria dell'elemento di calcestruzzo e, in particolare, dal rapporto tra il volume complessivo e l'area della superficie lungo cui l'acqua è libera di evaporare [2]. Le Norme Tecniche [9] e l'EC2 [10], per considerare questo aspetto, introducono la dimensione fittizia h, pari al doppio del rapporto tra l'area della sezione trasversale e il perimetro esposto. In Figura 4 è possibile osservare l'effetto di questo parametro: il confronto tra le curve A, B e C evidenzia l'incidenza della forma sulla velocità di crescita del ritiro in un elemento avente tre facce esposte all'ambiente, mentre dal confronto tra le curve C, D ed E si evince come, al crescere delle dimensioni, il ritiro risulti notevolmente rallentato [12].

Le deformazioni autogene sono causate principalmente dall'auto-essiccamento della pasta di cemento che avviene se l'acqua non legata presente è insufficiente al completamento delle reazioni di idratazione [3, 4]. Quindi, il ritiro autogeno dipende sostanzialmente solo dalle caratteristiche chimicofisiche del materiale e risulta particolarmente significativo nei composti con bassi rapporti acqua-cemento, come i calcestruzzi ad alta resistenza e ad elevate prestazioni. Tipicamente, l'auto-essiccamento non è trascurabile per rapporti acqua-cemento inferiori a 0.42 [3]. Inoltre, questo fenomeno può essere enfatizzato dalla presenza di particolari componenti, come il fumo di silice che è frequentemente impiegato per il confezionamento dei calcestruzzi altamente performanti [4]. Nell'EC2 [10] e, allo stesso modo, nelle Norme Tecniche [9], l'entità complessiva del ritiro autogeno è legata, in maniera semplificata, alla classe di resistenza del calcestruzzo adottato: al crescere delle caratteristiche meccaniche del materiale, aumentano le deformazioni autogene (Fig. 4).



Figura 1 - Procedura suggerita per affrontare il problema del prematuro danneggiamento delle opere in calcestruzzo

Il ritiro autogeno, essendo legato all'idratazione del cemento, si manifesta molto presto, durante la maturazione del calcestruzzo e, a differenza del ritiro igrometrico, non è influenzato dalla geometria dell'opera. L'EC2 [10] propone una legge di crescita esponenziale, mentre le Norme Tecniche [9] non forniscono indicazioni al riguardo. Dal confronto con i risultati sperimentali, per il caso mostrato in Figura 2, il ritiro autogeno risulta sottostimato [12].



Figura 2 - Ritiro da essiccamento e ritiro autogeno. Confronto tra i risultati sperimentali e le leggi proposte dalle Norme Tecniche [9] e dall'EC2 [10], al variare del tipo di cemento



Figura 3 - Leggi di crescita del ritiro da essiccamento e autogeno, secondo l'EC2 [10], al variare della classe di resistenza del calcestruzzo



Figura 4 - Leggi di ritiro da essiccamento, secondo l'EC2 [10], al variare della forma o delle dimensioni della sezione trasversale

3. STUDIO NUMERICO SULLE PRESTAZIONI STRUTTURALI NEI CONFRONTI DEI FENOMENI IGRO-TERMICI

3.1 Caso di studio

Con riferimento allo schema di Figura 1, sono state condotte analisi numeriche in campo non lineare riguardanti il rischio di prematura fessurazione di un muro in calcestruzzo gettato sulla relativa fondazione, poggiante, a sua volta, su un terreno incoerente (tipo sabbia).

La geometria di riferimento è mostrata in Figura 5; alcune caratteristiche (lunghezza e altezza del muro) sono state modificate durante lo studio parametrico. La struttura è soggetta, oltre che al proprio peso, ai regimi di deformazioni impresse, nel tempo, dal ritiro, oppure dai gradienti termici che si sviluppano durante la maturazione: i due fenomeni sono stati disaccoppiati al fine di studiarne separatamente gli effetti strutturali.

3.2 Analisi degli effetti strutturali del ritiro

Lo sviluppo di coazioni pericolose nel muro è causato principalmente dal ritiro differenziale con la fondazione che tende a contrastarne le contrazioni [7, 12, 13].

L'obiettivo di queste analisi è valutare come il rischio di fessurazione da ritiro e le prestazioni strutturali possano essere influenzati da diversi parametri: le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, i tempi di costruzione, la lunghezza e l'altezza del muro, l'armatura longitudinale e trasversale presente, la scabrezza del giunto naturale che si forma a seguito della ripresa di getto tra la fondazione e il muro. I primi risultati ottenuti [12, 13] hanno evidenziato come il rischio che nascano fessure possa essere efficacemente ridotto grazie a una corretta scelta dei materiali e una progettazione attenta delle fasi di realizzazione dell'opera. Nel seguito, con riferimento a un calcestruzzo C30/37 [10], verranno discusse le misure che si possono adottare per contenere il danneggiamento, qualora si verifichi. In questi casi, l'apertura delle fessure costituisce il parametro prestazionale di riferimento; in particolare, al variare del massimo valore di apertura accettabile, si determina l'entità del ritiro che la struttura può tollerare.

3.2.1 Modellazione

La struttura è stata rappresentata con un modello tridimensionale, per metà lunghezza e metà sezione, sfruttando la doppia simmetria del problema. L'effetto del ritiro è stato riprodotto imprimendo al muro un regime di deformazioni uniformi crescenti nel tempo.

Il terreno è stato modellato con un insieme discreto di molle no-tension; la rigidezza del terreno, assunta pari a $90x10^6 \text{ N/m}^3$, è stata ripartita uniformemente tra le molle. L'attrito del terreno è stato trascurato poiché, da uno studio preliminare, è risultato poco influente [12].

Il giunto di ripresa di getto tra il muro e la fondazione è stato modellato con elementi interfaccia a integrazione parabolica. Per tale giunto sono state assunte le leggi d'attrito suggerite dall'EC2 [10] per giunti di diversa scabrezza; in direzione normale, è stata adottata una resistenza post-fessurativa nulla.

Le parti in calcestruzzo sono state modellate con elementi solidi a integrazione parabolica di forma cubica (lato uguale a 125 mm). Data la ridotta entità degli sforzi, è stato possibile assumere un comportamento elastico lineare a compressione. La fessurazione del calcestruzzo è stata modellata con un approccio alla fessura diffusa, combinato a un modello di fessura fissa multi-direzionale [14]. E' stata adottata la legge di softening non lineare suggerita da Cornelissen, Hordijk e Reinhardt [15], mostrata in Figura 6; per il calcolo dell'energia di frattura si è fatto riferimento al MC1990 [16].

L'aggiunta di fibre d'acciaio nella miscela di calcestruzzo influenza significativamente solo la risposta a trazione del calcestruzzo fessurato, che è stata rappresentata con la funzione bilineare mostrata in Figura 6; le proprietà meccaniche sono state determinate grazie ai risultati sperimentali di Cominoli et al. [17]. Si è ipotizzato di usare 30 kg/m^3 di fibre d'acciaio uncinate, lunghe 50 mm e con diametro trasversale di 1 mm (rapporto d'aspetto = 50).

L'armatura longitudinale nel muro è stata modellata con elementi biella a due nodi, assumendo un comportamento elasto-plastico incrudente, simmetrico a trazione e compressione, per un acciaio standard di tipo B450C. L'armatura trasversale in un muro che tende a deformarsi prevalentemente in direzione longitudinale costituisce una discontinuità che ha l'effetto di indebolire la sezione di calcestruzzo. Pertanto, le proprietà meccaniche degli elementi di calcestruzzo che dovrebbero contenere le staffe sono state opportunamente penalizzate [12, 13].

In Figura 7a è mostrata un'immagine della mesh realizzata.



Figura 5 - Geometria di riferimento per lo studio numerico



crack opening [mm]

Figura 6 - Comportamento a trazione assunto per il calcestruzzo fessurato, energia di frattura G_f e resistenza a trazione f_{ctm} . Confronto tra il calcestruzzo C30/37 ordinario e rinforzato con fibre d'acciaio ($V_{tf} = 0.38\%$)

3.2.2 Risultati

In Figura 7a,b,c è possibile osservare l'influenza del grado di vincolo tra il muro e la fondazione sui quadri fessurativi ottenuti nel caso senza armatura. Al diminuire dell'attrito tra i due elementi, il muro è maggiormente libero

di deformarsi, assecondando le variazioni di volume indotte dal ritiro: ne consegue un minore danneggiamento. La scabrezza del giunto all'interfaccia influenza soprattutto la micro-fessurazione locale che risulta particolarmente significativa nella situazione limite di perfetta aderenza (Fig. 7a), mentre nel caso di interfaccia liscia (Fig. 7c) è limitata solo ai bordi e risulta di minore entità.

Nei muri armati (Fig. 7d,e,f) le fessure tendono a localizzarsi in corrispondenza delle staffe che, oltre ad anticipare notevolmente la fessurazione [12, 13], provocano un danneggiamento diffuso alla base del muro, di entità ed estensione notevolmente maggiori rispetto alla situazione di muro non armato (Fig. 7a,b,c).

L'armatura longitudinale favorisce la fessurazione multipla del muro. Infatti, in presenza di armatura, le fessure primarie (estese lungo tutta l'altezza) sono affiancate da diverse fessure secondarie, che assorbono parte delle deformazioni (Fig. 7d,e,f); ne consegue una minore concentrazione di deformazioni in corrispondenza delle fessure principali, che si traduce in una minore apertura delle stesse. In Figura 8 è possibile osservare come migliorano le prestazioni strutturali al crescere della percentuale di armatura longitudinale; si può notare che lo stesso valore di apertura di fessura viene raggiunto in corrispondenza di un maggiore ritiro. Nel caso con minore armatura, in corrispondenza di stadi fessurati avanzati (aperture di fessura superiori a 0.5 mm), avviene comunque la localizzazione lungo le due fessure principali (Fig. 7d; Fig. 8); diversamente, maggiori quantitativi di armatura riescono a evitare la localizzazione (Fig. 7e,f), stabilizzando la risposta strutturale (Fig. 8).

L'armatura longitudinale, oltre a migliorare i quadri fessurativi, potrebbe comportare alcuni svantaggi in quanto, opponendosi al ritiro del calcestruzzo, aumenta l'iperstaticità della struttura. Tuttavia, dalle analisi effettuate, è emerso che l'armatura longitudinale, non anticipa la prima fessurazione [12, 13]; da ciò si evince che il grado di vincolo apportato è trascurabile rispetto a quello tra il muro e la fondazione.

In Figura 9 sono messe a confronto le prestazioni di muri con diversa geometria. La risposta strutturale migliora al diminuire del rapporto tra la lunghezza e l'altezza del muro; pertanto, come atteso, l'inserimento di giunti di costruzione verticali, che dividono il muro in porzioni di minore lunghezza, ha un effetto benefico sulla fessurazione.

Si osservi che, aumentando l'armatura longitudinale o inserendo dei giunti verticali, si migliorano le prestazioni strutturali solo in corrispondenza di aperture di fessura superiori a circa 0.3 mm (Fig. 8, 9). Per intervenire efficacemente nel campo delle piccole deformazioni, si può ricorrere all'inserimento di un rinforzo diffuso (fibre) nella miscela, che apportano un significativo miglioramento della resistenza a trazione del calcestruzzo fessurato (Fig. 6). La Figura 10 mette a confronto le prestazioni di un muro con una percentuale del 0.13% di armatura longitudinale (curva 1) con le prestazioni di un muro rinforzato con 30 kg/m³ di fibre d'acciaio uncinate (senza armatura corrente; curva 2). I risultati evidenziano l'efficacia delle fibre nel contenere la fessurazione fin dalle brevi stagionature, a differenza dell'armatura ordinaria i cui effetti si manifestano solo in corrispondenza di deformazioni maggiori. Infine, nell'ottica di una progettazione ottimizzata, si è ipotizzato di realizzare un muro in calcestruzzo fibrorinforzato con l'aggiunta di barre d'acciaio nella parte superiore (dove le fessure primarie tendono ad aprirsi maggiormente). I risultati ottenuti mostrano che, l'inserimento di armatura corrente (che si attiva per aperture di circa 0.2 mm) comporta un ulteriore miglioramento delle prestazioni strutturali (Fig. 10; curva 3).



Figura 7 - Quadri fessurativi del muro non armato, nel caso di perfetta aderenza tra fondazione e muro (a), oppure in presenza di un giunto di ripresa di getto scabro (b) o liscio (c), e nel caso di giunto di ripresa di getto liscio, al variare della percentuale di armatura longitudinale: 0.048% (d), 0.13% (e), 0.26% (f)



Figura 8 - Prestazioni del muro con geometria standard, al variare della percentuale di armatura longitudinale ρ_s , nel caso di giunto di ripresa di getto liscio



Figura 9 - Prestazioni del muro al variare del rapporto tra la lunghezza L e l'altezza H, nel caso di percentuale di armatura longitudinale $\rho_s = 0.13\%$ e giunto di ripresa di getto scabro

Ulteriori dettagli sulla risposta strutturale dei muri in c.a. soggetti a fenomeni di ritiro e l'evoluzione dei quadri

fessurativi, al variare della geometria, dell'armatura e delle caratteristiche del giunto all'interfaccia tra muro e fondazione, sono riportati in [12, 13].



(3) fibers (V_f = 0.64%) + rebars at the top ($\rho_s = 0.13\%$)

Figura 10 - Prestazioni strutturali del muro rinforzato con armatura corrente (1), con fibre d'acciaio (2), oppure con fibre d'acciaio lungo tutto il muro e armatura longitudinale nella parte superiore (3), nel caso di giunto di ripresa di getto scabro e geometria standard

3.3 Analisi degli effetti strutturali dell'idratazione

Il calore prodotto dalle reazioni di idratazione del cemento causa l'innalzamento termico del calcestruzzo. Questo fenomeno può essere accompagnato dalla nascita di fessure a causa di diversi fattori, fra cui: 1) la presenza di vincoli che contrastano la dilatazione prodotta dall'innalzamento termico, 2) i gradienti spaziali di temperatura dovuti allo scambio di calore con l'ambiente circostante, 3) il rapido raffreddamento causato dalla prematura rimozione delle casseforme [5, 18].

L'obiettivo di questo studio è stimare l'entità del rischio di fessurazione provocato, nel muro e nella relativa fondazione, dall'innalzamento termico del calcestruzzo durante la maturazione, al variare delle condizioni di realizzazione dell'opera. Si è ipotizzato, anche in questo caso, di adottare un comune calcestruzzo C30/37 [10], con composizione normale oppure ottimizzata rispetto al problema dell'idratazione.

Nel seguito verranno presentati e discussi i principali risultati ottenuti nel caso realistico di getto del muro differito di almeno 7 giorni dal getto dalla fondazione. Ulteriori aspetti sono discussi con maggior dettaglio in [12].

3.3.1 Modellazione

La realizzazione dell'opera è stata suddivisa in 4 fasi: 1) getto della fondazione con relativo cassero, 2) rimozione del cassero dalla fondazione (dopo 2, 4, o 6 giorni), 3) getto del muro con relativo cassero (dopo 7, 14 o 28 giorni dal getto della fondazione), 4) rimozione del cassero dal muro (dopo 2, 4, o 6 giorni dal getto del muro). Per ogni fase, sono state condotte analisi di propagazione del calore in campo non lineare finalizzate alla determinazione dell'evoluzione, nel tempo, dei profili di temperatura e del grado di maturazione del calcestruzzo. I risultati sono stati utilizzati come dati di input nelle analisi strutturali per la stima del rischio di fessurazione. La fessurazione indotta dal calore sviluppato durante l'idratazione è dovuta principalmente ai gradienti di temperatura che si sviluppano lungo la sezione trasversale del muro [18]; pertanto, è stato possibile ricorrere a un modello bidimensionale. In Figura 11 è mostrata un'immagine della mesh realizzata e sono descritti gli elementi utilizzati per modellare le diverse parti (anche in questo caso è stata sfruttata la simmetria del problema).

Il processo di idratazione del calcestruzzo è stato modellato ricorrendo alla formulazione proposta da Reinhardt et al. [19]: la potenza generata in ogni punto è funzione della temperatura e del grado di idratazione del calcestruzzo (r). Il grado di idratazione è definito, ad ogni istante e in ogni punto, come il rapporto tra il calore prodotto fino all'istante considerato e il calore che viene complessivamente prodotto durante l'idratazione: l'idratazione è completata quando r = 1. Il calore complessivamente prodotto dalle reazioni di idratazione dipende dalle proprietà chimico-fisiche del calcestruzzo e può essere determinato con prove sperimentali in condizioni adiabatiche. Le curve adiabatiche adottate in questo studio derivano da prove sperimentali su dei cubetti realizzati con due diversi calcestruzzi (Fig. 12a): un C30/37 comune e un C30/37 con composizione ottimizzata [12].

In Tabella 1 sono sintetizzate le proprietà termofisiche assegnate al calcestruzzo (nell'ipotesi di maturazione completata e temperatura ambiente) [20], ai casseri di legno o d'acciaio e al terreno. E' stato ipotizzato uno spessore di 20 mm per i casseri di legno e 5 mm per i casseri d'acciaio. La dipendenza delle caratteristiche del calcestruzzo dal suo grado di maturazione è stata modellata con le leggi suggerite da Reinhardt et al. [19], per le proprietà termofisiche, e da Onken e Róstasy [21, 22], per le proprietà meccaniche (Fig 12b). Data l'entità delle temperature in gioco, la loro influenza sulle proprietà del calcestruzzo è risultata trascurabile [12]. La temperatura dell'ambiente circostante è stata ipotizzata costante nel tempo e pari a 21.7°C; l'irraggiamento è stato trascurato.

Tabella 1– Proprietà termofisiche ipotizzate.Coefficienti diconduzione (k) e convezione (h), calore specifico (c), densità (ρ)

Materiale	k [Wm/K]	c [J/kgK]	h [W/m ² K]	ρ [kg/m ³]
Calcestruzzo	1.1895	900	25	2300
Legno	0.12	3780	4	300
Acciaio	40	473	15.46	7900
Terreno	1.1	880	-	1600

3.3.2 Risultati

Nelle Figure 13, 14 sono mostrati i profili di temperatura che si sviluppano nei primi giorni successivi al getto della fondazione e del muro, per un calcestruzzo C30/37 ordinario, nel caso in cui si adottino casseri di legno che rimangono applicati per 2 giorni. La fondazione, caratterizzata da una diversa geometria, subisce un minore innalzamento termico e, di conseguenza, è meno esposta al rischio di fessurazione. Si osservi, inoltre, che già dopo 7 giorni la fondazione raggiunge l'equilibrio termico con l'ambiente circostante (e il processo di idratazione risulta sostanzialmente esaurito [12]); pertanto, quando il muro viene gettato, le condizioni della soletta sono le stesse indipendentemente dal fatto che il getto avvenga dopo 7 giorni o dopo un periodo di tempo più lungo. Questo estende il campo di applicabilità dei risultati presentati nel seguito, al caso più generale di getto del muro almeno 7 giorni dopo la fondazione.

Convection: two-nodes boundary elements





Figura 12 - Curve adiabatiche sperimentali adottate (a). Leggi di variazione con il grado di idratazione, r, del coefficiente di conduzione (k) del calore specifico (c), del modulo elastico (E) e della resistenza a trazione (f_{ci}) del calcestruzzo [19, 21, 22] (b)

In Figura 15 è mostrato l'andamento del rischio di fessurazione nei primi giorni successivi al getto del muro, al variare del periodo di permanenza dei casseri, della curva adiabatica ipotizzata (Fig. 12a) e della tipologia di cassero adottato. Il rischio di fessurazione, ad ogni istante, è stato quantificato come il massimo valore, lungo la struttura, del rapporto tra gli sforzi di trazione e la resistenza del calcestruzzo, che è funzione del grado di idratazione raggiunto in ogni punto. La fessurazione si verifica quando il rapporto è pari a 1, ma, in sicurezza, è convenzionalmente associata al raggiungimento di un rapporto pari a 0.7. Per la geometria studiata, con riferimento a un calcestruzzo C30/37 ordinario, la presenza dei casseri in legno risulta sufficiente a evitare la fessurazione a seguito dei gradienti termici prodotti dall'idratazione; infatti, il rischio di fessurazione massimo, che viene raggiunto nel primo giorno dopo il getto è inferiore a 0.7 (Fig. 15a, punto A). Tuttavia, se i casseri vengono rimossi troppo presto (per esempio dopo 2 giorni), quando le temperature del calcestruzzo sono ancora elevate, si verifica l'improvviso raffreddamento mostrato in Figura 14 che comporta la fessurazione superficiale del muro (Fig. 15a, punto B). Posticipando la rimozione dei casseri da 2 a 4 giorni, si riduce notevolmente il rischio (Fig. 15a, punto C), che può essere considerato nullo nel caso in cui i casseri rimangano per 6 giorni (Fig. 15a, punto D).

In Figura 15a,b è possibile confrontare le curve di rischio ottenute per due calcestruzzi C30/37 con diversa composizione: una comune e una studiata appositamente per ridurre la produzione di calore durante l'idratazione (Fig. 12a). La riduzione della quantità di calore complessivamente prodotto durante l'idratazione permette di abbassare il rischio di fessurazione a seguito della prematura rimozione dei casseri (Fig. 15a,b, punti B); inoltre, rallentando il processo di maturazione, si diminuiscono i gradienti termici nelle prime ore successive al getto e, di conseguenza, il rischio di fessurazione correlato (Fig. 15a,b, punti A).



Figura 13 -Andamento delle isoterme nei primi giorni dopo il getto della fondazione, per un calcestruzzo C30/37 ordinario con casseri di legno rimossi dopo 2 giorni



del muro, per un calcestruzzo C30/37 ordinario con casseri di legno rimossi dopo 2 giorni

Dalle analisi effettuate risulta che i casseri d'acciaio, diversamente dai casseri di legno, non sono in grado di evitare la fessurazione del muro; infatti, già nel primo giorno dopo il getto, il rischio di fessurazione raggiunge un valore superiore a 1 (Fig. 15c, punto A). Ciò è spiegabile considerando che i casseri d'acciaio, molto meno isolanti, consentono un raffreddamento più rapido del muro, accompagnato dallo sviluppo di gradienti termici maggiori. In questo caso la struttura accumula meno calore e, di conseguenza, la rimozione delle casseforme non ha effetti significativi (Fig. 15c, punti B,C,D).



Figura 15 - Rischio di fessurazione nel muro nei primi giorni dopo il getto al variare della curva adiabatica del calcestruzzo, della tipologia di cassero e del periodo di permanenza dei casseri



Figura 16 - Fessure che si possono formare nel muro a seguito del calore prodotto dall'idratazione [18]

Va sottolineato che, mentre la prematura rimozione dei casseri di legno causa la nascita di fessure superficiali, i gradienti termici elevati, associati alla presenza dei casseri di acciaio, causano la nascita di fessure passanti nel cuore della sezione, come mostrato in Figura 16 [18].

4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il lavoro presenta i risultati di uno studio numerico non lineare sulle problematiche legate al rischio di prematura fessurazione delle opere in calcestruzzo. In particolare, sono stati considerati gli effetti strutturali dei fenomeni igrotermici nei muri in c.a.

Le principali considerazioni dedotte dai risultati ottenuti possono essere così riassunte:

- Il danneggiamento da ritiro si verifica, inizialmente, con una fessurazione diffusa alla base del muro. L'entità della fessurazione dipende dalla scabrezza della superficie all'interfaccia con la fondazione ed è influenzata dalla presenza dell'armatura longitudinale e trasversale.
- I giunti limitano il danneggiamento da ritiro. La fessurazione può essere controllata efficacemente con l'impiego di un'armatura ottimizzata basata su una combinazione di armatura tradizionale e fibre.
- L'innalzamento di temperatura nei primi giorni di maturazione del calcestruzzo può causare la fessurazione immediata di elementi sottili come i muri (a volte con effetti più significativi e dannosi del ritiro).
- Il rischio di fessurazione dovuto all'innalzamento termico può essere evitato con semplici accorgimenti costruttivi (per esempio, preferendo i casseri di legno a quelli d'acciaio e rimuovendoli almeno 4 giorni dopo il getto).
- Il rischio di fessurazione può essere ridotto anche ottimizzando la miscela, sia per contenere i fenomeni di ritiro sia per minimizzare la quantità di calore prodotto e la velocità con cui questo viene rilasciato.

Le opere in calcestruzzo armato devono quindi essere progettate in modo da contenere gli effetti del ritiro e dei cicli termici che possono favorire la fessurazione già prima dell'applicazione dei carichi di esercizio. Poiché tali effetti dipendono dalle modalità di realizzazione dell'opera e dalle proprietà del materiale, il Progettista dovrebbe aggiungere, tra i parametri prestazionali richiesti al calcestruzzo, anche la massima deformazione per ritiro.

5. RINGRAZIAMENTI

Gli Autori desiderano ringraziare il CTG Italcementi Group che ha finanziato la ricerca. Un ringraziamento particolare è rivolto al Dott. Enrico Borgarello, responsabile per la ricerca e lo sviluppo del CTG, per il sostegno alla ricerca.

Gli Autori ringraziano inoltre gli Ingg. Alessandro Morbi e Alex Cappa per la collaborazione nello svolgimento della ricerca.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ACI 224.1R-93, Causes, evaluation, and repair of cracks in concrete structures. American Concrete Institute.
- [2] ACI 209.1R-05, Report on factors affecting shrinkage and creep of hardened concrete. American Concrete Institute.
- [3] HOLT, E.E. (2001), Early age autogenous shrinkage of concrete, *Technical Research Centre of Finland*, *ESPOO 2001*, VVT Publications 446.
- [4] LURA, P. (2003), Autogenous deformation and internal curing of concrete, DUP Science.
- [5] SPRINGENSCHMID, R. (1995), Thermal cracking in concrete at early ages, *Proceedings of the International*

RILEM Symposium, Munich, October 10-12, 1994, E & FN Spon.

- [6] MANCINI, G., MARCHESELLI, P.P., PANTALEO, M., SACCHI, F., TRAINI, G. – (2007), Il ponte Savena della linea AV-AC BO-FI, negli Atti delle Giornate AICAP 2007, Salerno, 4-6 Ottobre.
- [7] CUSSON, D. & REPETTE, W. (2000), Early-age cracking in reconstructed bridge barrier walls, ACI Materials Journal, July-August, pp. 438-446.
- [8] DERE, Y., ASGARI, A., SOTELINO, E.D., ARCHER, G.C. – (2006), Failure prediction of skewed jointed plain concrete pavements using 3D FE analysis, *Engineering Failure Analysis, Vol. 13*, ELSEVIER, pp. 898-913.
- [9] D.M. 14-1-08, Norme tecniche per le costruzioni, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008.
- [10] EUROCODICE 2 (2005), Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici, UNI – EN 1992-1-1.
- [11] TNO DIANA BV (2005), Diana-9 User's Manual.
- [12] PLIZZARI, G., MEDA, A., ZANOTTI, C. (2009), Studio numerico sul rischio di prematura fessurazione delle opere in calcestruzzo, *Technical Report*, Università di Brescia, Dipartimento DICATA. In corso di pubblicazione.
- [13] CANGIANO, S., MEDA, A., MORBI, A., PLIZZARI, G., ZANOTTI, C. – (2008), Calcestruzzo a ritiro controllato per la limitazione dei fenomeni fessurativi, negli Atti del 17° Congresso CTE, Roma, 5-8 Novembre, pp. 489-498.
- [14] ROTS, J.C. (1988), Computational modelling of concrete fracture, *PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.*
- [15] CORNELISSEN, H.A.W., HORDIJK, D.A., REINHARDT H.W. – (1986), Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete, *Heron 31, 2.*
- [16] CEB-FIP MODEL CODE 1990, Comité Euro-International du Béton.
- [17] COMINOLI, L., MEDA, A., PLIZZARI, G. (2005), Hybrid fibers to enhance fracture properties of concrete pavements, in *Proc. of the Third Int. Conf. on Construction Materials, Vancouver, Canada.*
- [18] KJELLMAN, O. & OLOFSSON, J. (2001), 3D structural analysis of crack risk in hardening concrete (verification of an engineering method), *Report n. 2001:53-2*, Department of Civil & Mining Engineering, Division of Structural Engineering.
- [19] REINHARDT, H.W., BLAAUWENDRAAD, J., JONGENDIJK, J. – (1982), Temperature development in concrete structures taking account of state dependent properties, in *Proc. of the International Conference of Concrete at Early Ages, RILEM, Paris*, pp. 211-218.
- [20] EUROCODE 2 (2004), Design of concrete structures Part 1-2 General rules – Structural fire design, EN 1992-1-2:2004 (E).
- [21] EIERLE, B. & SCHIKORA, K. (1999), Computational modelling of concrete at early ages using DIANA, in *DIANA World 2/99*.
- [22] ONKEN, P. & ROSTÁSY, F. (1995), Wirksame betonzugfestigkeit im bauwerk bei früh einsetzendem temperaturzawang, *DAfStb Heft 449*, Berlin: Beuth-Verlag